



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Міністерство освіти і науки України  
Національний університет водного господарства та  
природокористування

**С.С. Гомон**

# **КОНСТРУКЦІЇ ІЗ ДЕРЕВА ТА ПЛАСТМАС**

***Навчальний посібник***

Рівне 2016



Національний університет

УДК 624.011.1(075)

ББК 38.55+38.56 я7

Г64

*Рекомендовано вченою радою Національного університету  
водного господарства та природокористування  
(Протокол №15 від 25 грудня 2015 р.)*

**Рецензенти:**

**Бабич Є.М.**, д-р техн. наук, професор Національного університету водного господарства та природокористування, м. Рівне;

**Фурсов В.В.**, д-р техн. наук, професор Харківського національного університету будівництва та архітектури;

**Савицький М.В.**, д-р техн. наук, професор Придніпровської державної академії будівництва і архітектури, м. Дніпропетровськ.

**Гомон С.С.**

**Г64** Конструкції із дерева та пластмас. Навчальний посібник. – Рівне: НУВГП, 2016. – 219 с.

**ISBN**

У навчальному посібнику наведено основні положення з розрахунку центрально-розтягнутих, центрально-стиснутих, згинальних, позацентрово стиснутих та позацентрово розтягнутих елементів, розрахунку і конструювання з'єднань елементів з деревини та пластмас. З кожної теми подано типові приклади та наведено задачі для самостійного вирішення.

Навчальний посібник призначено для проведення практичних занять, виконання розрахунково-графічних та курсових робіт, а також для розробки конструктивної частини дипломних проектів студентами, які навчаються за напрямом “Будівництво”. Він може бути корисний і для інженерно-технічних працівників проектних та будівельних організацій.

Нормативні матеріали наведено станом на 01. 01. 2016 р.

**УДК 624.011.1 (075)**

**ББК 38.55+38.56 я7**

© Гомон С.С., 2016

© Національний університет  
водного господарства та  
природокористування, 2016



## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
1. Основи проектування дерев'яних конструкцій.....	6
1.1. Матеріали для дерев'яних конструкцій.....	6
1.2. Основи розрахунку та конструювання дерев'яних конструкцій.....	7
2. Розрахунок елементів дерев'яних конструкцій....	9
2.1. Розрахункові опори деревини.....	9
2.2. Центральнорозтягнуті та центральностиснуті елементи.....	11
2.3. Приклади розрахунку центральнорозтягнутих та центральностиснутих елементів.....	14
2.4. Згинальні елементи .....	25
2.5. Приклади розрахунку елементів, що згинаються .....	27
2.6. Розтягнутозгинальні та стиснутозгинальні елементи.....	49
2.7. Приклади розрахунку розтягнутозгинальних та стиснутозгинальних елементів.....	52
2.8. Розрахунок елементів на сколювання та стиск під кутом.....	69
2.9. Приклади розрахунку елементів на зминання та сколювання.....	69
2.10. Задачі для самостійного виконання.....	74
3. З'єднання елементів конструкцій з дерева.....	100
3.1. З'єднання дерев'яних конструкцій на врубках.....	100
3.2. Приклади розрахунку з'єднань дерев'яних конструкцій на врубках .....	102



3.3.	Нагельні з'єднання.....	105
3.4.	Приклади розрахунку нагельних з'єднань...	114
3.5.	Клейові з'єднання.....	122
3.6.	Приклади розрахунку клеєних з'єднань.....	123
3.7.	З'єднання на розтягнутих в'язях.....	139
3.8.	Приклади розрахунку з'єднань на розтягнутих в'язях .....	140
3.9.	Елементи дерев'яних конструкцій складеного перерізу на податливих в'язях...	141
3.10.	Приклади розрахунку елементів дерев'яних конструкцій складеного перерізу на піддатливих в'язях.....	144
3.11.	Задачі для самостійного виконання.....	149
4.	Особливості проектування конструкцій із пластмас.....	162
4.1.	Використання полімерних матеріалів та конструкцій із пластмас .....	162
4.2.	Розрахунок елементів конструкцій із пластмас .....	163
4.3.	Приклади розрахунку елементів конструкцій із пластмас.....	163
4.4.	Задачі для самостійної роботи.....	170
5.	Пневматичні конструкції.....	173
5.1.	Загальні відомості.....	173
5.2.	Розрахунок пневматичних конструкцій.....	174
5.3.	Приклади розрахунку.....	176
5.4.	Задачі для самостійної роботи.....	179
	Додаток .....	182
	Література .....	213
	Позначки .....	215





## ВСТУП

Дане видання викликане необхідністю поліпшення практичної підготовки та індивідуалізації навчання студентів при підготовці кадрів для будівельної галузі України.

У навчальному посібнику наведено коротку характеристику та номенклатуру матеріалів з дерева та пластмас; методику розрахунків; заходи із захисту матеріалів і конструкцій від загоряння та гниття; приклади самих розрахунків і конструювання найпоширеніших окремих елементів та вузлів конструкцій із дерева та пластмас, що використовуються при будівництві та реконструкції будівель та споруд; наведено набір задач для самостійної підготовки студентів; таблиць, необхідних для статичних та конструктивних розрахунків; конструювання та застосування будівельних конструкцій із дерева, пластмас та пневмоконструкцій.

Весь матеріал, наведений у даному посібнику, може бути використаний як додатковий для проектування будівельних конструкцій із дерева і пластмас на основі відповідних нормативних документів. В кожному розділі подано основні положення розрахунку, типові приклади та задачі для самостійної роботи.

Навчальний посібник призначено для студентів з підготовки бакалаврів, які навчаються за напрямом “Будівництво” для виконання практичних завдань, лабораторних робіт, курсових та дипломних проектів. Завдяки широкому спектру різноманітних прикладів, він може бути корисним проектувальникам та інженерно-технічним працівникам будівельних та експлуатаційних організацій.

Всі розрахунки і конструктивні рекомендації наведено на відповідно до чинних норм, інструкцій та рекомендацій станом на 01.01. 2016 р.



# **1. ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

## **1.1. Матеріали для дерев'яних конструкцій**

Дерев'яні конструкції виготовляються як з круглого лісу, так і пиломатеріалів хвойних порід: сосни, ялини, модрина та інших. Для несучих дерев'яних конструкцій найбільш доцільно використовувати пиломатеріали прямокутного перерізу суцільними та клеєними. Сортамент пиломатеріалів, який рекомендується для використання, наведено в Додатку, табл. 1.

Фанера в огорожуючих та несучих конструкціях використовується тільки на водостійких клеях товщиною не менше 6 мм. Сортамент листової фанери наведено в Додатку, табл. 2.

До плитних матеріалів на основі деревини належать:

- а) дерево-волокнисті плити сухого способу виробництва (ДВПс) на фенольних в'язучих;
- б) дерево-стружкові плити на карбомідних (ДСПк) та фенольних в'язучих (ДСПф);
- в) дерево-стружкові плити на каустичному магнезиті МДП;
- г) цементно-стружкові плити на портландцементі ЦСП.

Технічні характеристики деревоплит наведені в Додатку, табл. 3.

Для склеювання деревини використовуються такі синтетичні клеї: резорцинові, фенольно-резорцинові, алкірезорцинові, фенольні та фенольно-алкірезорцинові марок ФР-12, ФРФ-50, ФР-100, СФХ; карбомідно - меламінові марки КС-В-СК; карбомідні - КФ-5, КФ-Ж та інші.

Питома густина сухої деревини хвойних порід (сосна, ялина) приймається рівною  $500 \text{ кг/м}^3$ , а твердих листяних порід -  $800 \text{ кг/м}^3$ .



Залежно від температурно-вологісних умов експлуатації дерев'яних конструкцій до вологості деревини, що використовується в елементах конструкцій, повинні пред'являтися вимоги, які наведені в Додатку, табл. 4.

Досвід показує, що застосування дерев'яних конструкцій в покриттях будівель зменшує їх масу в 2...5 разів.

Застосування клеєних дерев'яних конструкцій в умовах експлуатації експлуатаційного класу 1 за відносної вологості повітря нижче 45% не дозволяється. В неклеєних конструкціях, які експлуатуються в умовах експлуатаційного класу 3, коли всихання деревини не викликає розлад чи збільшення податливості з'єднань, дозволяється застосовувати деревину з вологістю до 40% за умови її захисту від гниття.

## **1.2. Основи розрахунку та конструювання дерев'яних конструкцій**

Дерев'яні конструкції доцільно використовувати в будівлях і спорудах промислового, цивільного та сільськогосподарського будівництва.

У промисловому будівництві дерев'яні конструкції можуть бути застосовані в одноповерхових будівлях 4 та 5 класів вогнестійкості, а також у будівлях 2-го та 3-го класу вогнестійкості зі змішаним каркасом. В цивільному будівництві доцільно використовувати дерев'яні конструкції для спорудження житлових будинків та покриття виставочних павільйонів, басейнів, спортивних та громадських будівель, споруд тощо. Дерев'яні конструкції у сільськогосподарському будівництві можуть бути використані в одноповерхових будівлях виробничих та складських приміщень.

У покриттях по кроквяних конструкціях допускається влаштування підйимально-транспортного обладнання вантажопід'ємністю, до 32 кН.

Дерев'яні конструкції проектуються на основі відповідних розділів ДБН В.2.6-161:2010 "Конструкції будинків і споруд.



Дерев'яні конструкції” [5] та інших нормативних документів [10,12], рекомендацій, інструкцій.

Несучі дерев'яні конструкції рекомендується виконувати з масивної суцільної чи клеєної деревини, переважно прямокутного перерізу як більш вогнестійкого та технологічного. Для дощатоклеєних прямолінійних елементів необхідно використовувати пиломатеріали товщиною не більше 50 мм, а для гнutoклеєних товщиною не більше 1/150 радіусу згину та не більше 40 мм.

Проектувати дерев'яні конструкції необхідно з урахуванням умов їх експлуатації, виготовлення, транспортування та монтажу, передбачаючи необхідні заходи по забезпеченню їх довговічності.

При виборі конструктивної схеми та виконанні загальної компоновки будівлі необхідно віддавати перевагу покриттям без ліхтарів з боковим освітленням і організацією зовнішнього водовідводу з покриття.

Розрахунок дерев'яних конструкцій проводять за двома граничними станами:

- на міцність з перевіркою втрати стійкості стиснутих та стиснуто-згинальних елементів за дії розрахункових граничних навантажень;
- за жорсткістю з перевіркою допустимих деформацій (прогинів) і переміщень від дії розрахункових експлуатаційних навантажень.

Навантаження, що можуть діяти на конструкцію при її нормальній експлуатації називають розрахунковими експлуатаційними навантаженнями і їх визначають шляхом множення характеристичних значень навантажень  $g$  на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fe}$ , які встановлюють за ДБН В.1.2-2:2006 “Навантаження і впливи” [6] та позначають  $g_e$ . Розрахункові граничні навантаження  $g_m$  отримують шляхом множення характеристичних значень



навантажень  $g$  на коефіцієнт надійності за навантаженням

$\gamma_{fm}$ .

Розрахункові зусилля в елементах і вузлах конструкцій визначаються методами будівельної механіки.

При проектуванні дерев'яних конструкцій необхідно передбачити заходи по захисту деревини від гниття та горіння.

Стальні елементи дерев'яних конструкцій необхідно виготовляти із сталей у відповідності зі ДБН В.2.6-163:2010 "Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції" [7], а арматурні елементи - зі ДБН В.2.6-98:2010 "Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції" [4].

## 2. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ДЕРЕВ'ЯНИХ КОНСТРУКЦІЙ

### 2.1. Розрахункові опори деревини

Дерев'яні конструкції повинні задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю та за деформаціями.

Розрахункова величина опору визначається за формулою

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_M}, \quad (2.1)$$

де  $R_k$  – характеристичне значення опору деревини, що наведені в табл. 6, табл. 7, табл. 27;  $k_{\text{mod}}$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (експлуатаційного класу) табл.4, табл.8.1 [5];  $\gamma_M$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, табл.7.3 [5].

#### Експлуатаційні класи:

1. Експлуатаційний клас 1 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі  $20^{\circ}\text{C}$  і відносній вологості навколишнього повітря, що перевищує 65%, тільки



декілька тижнів протягом року. (Вологість деревини не перевищує 12%).

2. . Експлуатаційний клас 2 характеризується вологістю матеріалів, що відповідає температурі 20<sup>0</sup>С і відносній вологості навколишнього повітря , що перевищує 85% , тільки декілька тижнів протягом року. (Вологість деревини не перевищує 20%).

3. Експлуатаційний клас 3 характеризуються кліматичними умовами , що приводять до вищої вологості ніж для класу 2.

При сполученні навантажень, які складаються з дій, що належать до різних класів тривалості навантаження, приймають значення  $k_{mod}$ , яке відноситься до дії з найкоротшою тривалістю.

Розрахунковий опір для листяних порід деревини встановлюється за значеннями, які зазначені в табл.7. До розрахункових значень також вводять додаткові коефіцієнти умов роботи, які враховують умови експлуатації, вид деформацій, особливості експлуатації та виготовлення конструкцій, тощо. Вони наведені в ДБН В.2.6-161:2010 “Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції” [5].

Для суцільної деревини з прямокутним перерізом та за густини  $\rho_k \leq 700 \text{ кг/м}^3$  базова висота перерізу за згину або ширина за розтягу прийнято 150 мм. При висоті перерізу із суцільної деревини за згину чи ширині за розтягу менше 150мм експлуатаційні значення  $f_{mk}, f_{t,0,k}$  можуть бути збільшені на коефіцієнт  $k_h$ , який визначають

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{150}{h} \right)^{0,2}, 1,3 \right\}, \quad (2.2)$$

де  $h$  – висота перерізу за згину, ширина за розтягу елемента в мм.



Для дощато-клеєної деревини з прямокутним перерізом базова висота перерізу за згину або ширина за розтягу прийнято 600 мм. При висоті перерізу із дощато-клеєної деревини за згину чи ширині за розтягу менше 600 мм експлуатаційні значення  $f_{mk}$ ,  $f_{t,0,k}$  можуть бути збільшені на коефіцієнт  $k_h$ , який визначають

$$k_h = \min \begin{cases} \left(\frac{600}{h}\right)^{0,1} \\ 1,1 \end{cases}, \quad (2.3)$$

де  $h$  – висота перерізу за згину, ширина за розтягу елемента в мм.

## 2.2. Центральнорозтягнуті та центрально-стиснуті елементи

Розрахунок центрально-розтягнутих елементів виконують за формулою

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A_n} \leq f_{t,0,d}, \quad (2.4)$$

де  $\sigma_{t,0,d}$  – розрахункові напруження розтягу деревини вздовж волокон;  $N_t$  – граничне розрахункове поздовжнє зусилля від зовнішнього навантаження;  $A_n$  – площа поперечного перерізу елемента нетто;  $f_{t,0,d}$  – розрахунковий опір деревини розтягу вздовж волокон.

При визначенні  $A_n$ , послаблення, відстань між якими не перевищує 15 см, розглядають сполученими в одному перерізі, але при цьому послаблення не повинно перевищувати 50% площі поперечного перерізу  $A$ .



на міцність

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A_n} \leq f_{c,0,d}, \quad (2.5)$$

на стійкість

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{k_{c,y(z)} A_e} \leq f_{c,0,d}, \quad (2.6)$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  – розрахункові напруження стиску деревини вздовж волокон;  $f_{c,0,d}$  – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон;  $A_n$  – площа поперечного перерізу елемента нетто;  $A_e$  – розрахункова площа поперечного перерізу для розрахунку на стійкість, що приймається рівною: за відсутності послаблень  $A_e = A$ ; за наявності послаблень, які не виходять на кромки, якщо площа послаблень не перевищує 25%  $A$ ,  $A_e$  приймається рівним  $A$ ; при послабленнях, що не виходять на кромки, якщо площа послаблень перевищує 25%  $A$ ,  $A_e = 4/3 A_n$ ; за симетричних послаблень, що виходять на кромки,  $A = A_n$ ;  $k_c$  – коефіцієнт поздовжнього згину, що знаходять в залежності від гнучкості елемента і визначається

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}, \quad (2.7)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}, \quad (2.8)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2), \quad (2.9)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2), \quad (2.10)$$

$\beta_c$  – коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини – 0,2; для клеєної





деревини – 0,1;  $\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}$  – відносна гнучкість елемента відносно осей  $Y$  та  $Z$ :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (2.11)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}. \quad (2.12)$$

Гнучкість прямолінійного елемента суцільного поперечного перерізу обчислюється за формулою

$$\lambda_{y(z)} = \frac{l_{0,y(0,z)}}{i_{y(z)}}, \quad (2.13)$$

де  $l_{0,y(0,z)}$  - розрахункова довжина елемента, яка визначається множенням її геометричної довжини  $l$  на коефіцієнт  $\mu_0$ , тобто

$$l_{0,y(0,z)} = l_{y(z)} \mu_0, \quad (2.14)$$

$i_{y(z)}$  - радіус інерції поперечного перерізу з максимальними розмірами бруто відносно осей  $Y$  чи  $Z$ ; коефіцієнт  $\mu_0$  необхідно приймати рівним:

за шарнірного закріплення кінців, а також за шарнірного закріплення в проміжних точках елемента - 1;

за одного шарнірного закріплення, а другого защемленого кінця - 0,8;

за одного защемленого, а другого вільного кінця, який навантажений - 2,2;

за обох защемлених кінців - 0,65;

у випадку розподілення рівномірно по довжині елемента поздовжнього навантаження коефіцієнт  $\mu_0$  необхідно приймати рівним:

за обох шарнірно закріплених кінців - 0,73;

за одного шарнірного закріпленого, а другого защемленого кінця - 1,2.



Розрахункову довжину елементів, що перетинаються і з'єднані між собою в місці перетину, необхідно приймати рівною:

при перевірці втрати стійкості в площині конструкцій - відстані від центра вузла до точки перетину елементів;

при перевірці втрати стійкості із площини конструкції:

- а) у випадку перетину двох стиснутих елементів - повній довжині елемента;
- б) у випадку перетину стиснутого елемента з елементом розтягнутим з рівною по величині силою - найбільшій довжині стиснутого елемента, що вимірюється від центра вузла до точки перетину елементів.

### 2.3. Приклади розрахунку центрально-розтягнутих та центрально-стиснутих елементів

#### Приклад 2.1

Перевірити міцність дерев'яного елемента перерізом  $125 \times 125$  мм, що працює на розтяг, який послаблений отвором для болта  $\varnothing 20$  мм. Розрахункова гранична сила розтягу від постійних і довготривалих навантажень  $N_m = 90$  кН. Елемент виготовлений з деревини сосни класу міцності С35 (1-го сорту) та працює в умовах експлуатаційного класу 3.

*Розв'язок задачі:*

Визначаємо граничний розрахунковий опір деревини розтягу вздовж волокон

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,55 \frac{21}{1,3} = 8,88 \text{ МПа},$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,55$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл.4, табл.8.1 [5];

$f_{t,0,k} = 21 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини



хвойних порід ( модрина, сосна, ялина, ялиця, жовтий кедр) класу С35, що наведені в табл. 6 ;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (суцільна деревина) табл.35, табл.7.3 [5].

Площа поперечного перерізу з урахуванням послаблень

$$A_n = hb - db = 12,5 \times 12,5 - 2 \times 12,5 = 131,25 \text{ см}^2.$$

За формулою (2.4)

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A_n} = \frac{90}{131,25} = 0,68 \text{ кН / см}^2 = 6,8 \text{ МПа} < f_{t,0,d} = 8,88 \text{ МПа}.$$

Міцність розтягнутого елемента забезпечена.

### Приклад 2.2

Підібрати поперечний переріз розтягнутого розкосу дерев'яної брусчатої ферми, яка працює всередині опалюваного приміщення за температури до 35 °С з відносною вологістю повітря до 65%, що відповідає 1 експлуатаційному класу.

Розрахункове граничне зусилля розтягу  $N_t = 156,2 \text{ кН}$ . Розкіс необхідно виготовити з матеріалу сосни класу міцності С40 (1-го сорту).

#### *Розв'язок задачі:*

Визначаємо граничний розрахунковий опір деревини розтягу вздовж волокон

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,80 \frac{24}{1,3} = 14,76 \text{ МПа} = 1,476 \text{ кН / см}^2,$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,80$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне і середньо тривале від снігу) та вологості табл.4, який відповідає 1 експлуатаційному класу табл..8.1 [5];  $f_{t,0,k} = 24 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід ( модрина, сосна, ялина, ялиця,



жовтий кедр) класу С40, що наведені в табл. 6;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (цільна деревина) табл.35, табл.7.3 [5].

Необхідну площу поперечного перерізу розкосу визначимо за формулою (2.4)

$$A_{nec} = N_m / (f_{t,0,d}) = 156,2 / (1,476) = 105,82 \text{ см}^2.$$

За сортаментом (табл. 1) приймаємо брус з розмірами поперечного перерізу

$$A = bh = 10,0 \times 12,5 = 125,5 \text{ см}^2.$$

### Приклад 2.3

Визначити несучу здатність розтягнутого розкосу ферми, послабленого двома отворами під болти діаметром 20 мм, що розташовані на відстані  $S_1 = 7d_b$  один від одного. Поперечний переріз розкосу  $150 \times 150$  мм. Розкіс виготовлений із сосни класу міцності С35 (1-го сорту). Ферма експлуатується всередині опалювального приміщення за вологості до 85%, що відповідає 2 експлуатаційному класу.

#### *Розв'язок задачі:*

Визначимо розрахункову площу нетто поперечного перерізу розкосу

$$A_n = bh - h \cdot 2d_b = 15 \times 15 - 15 \times 2 \times 2 = 165 \text{ см}^2.$$

Експлуатаційний клас роботи елемента з деревини відноситься до 2 класу. Клас міцності деревини приймаємо С35, що більше за мінімальне значення, яке становить С27 і відповідає рекомендаціям табл. 38

Розрахунковий граничний опір деревини розтягу вздовж волокон складе

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{21}{1,3} = 12,3 \text{ МПа} = 1,23 \text{ кН / см}^2,$$



де  $k_{\text{mod}} = 0,80$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне і середньо тривале від снігу) та вологості табл.4, табл.8.1 [5];  $f_{t,0,k} = 21 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини сосни за класу міцності С35, що наведені в табл. 6;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (суцільна деревина) табл.35, табл.7.3 [5].

Тоді несучу здатність розкосу знайдемо за формулою (2.4)

$$N_m = A_n f_{t,0,d} = 165 \cdot 1,23 = 165 \text{ кН}.$$

### Приклад 2.4

Перевірити міцність і стійкість стиснутого стержня, що послаблений посередині двома отворами для болтів  $d = 16 \text{ мм}$ . Поперечний переріз стержня  $bh = 175 \cdot 125 \text{ мм}$ . Довжина елемента  $2500 \text{ мм}$ . Кріплення - шарнірне. Розрахункова гранична сила від постійних навантажень –  $176 \text{ кН}$ . Стержень експлуатується за 1-го експлуатаційного класу. Коефіцієнт надійності за призначенням умовно прийнятий  $\gamma_n = 1$ . Стержень виготовлений із сосни першого сорту (клас міцності С30).

*Розв'язок задачі:*

Розрахункова довжина стержня  $l_0 = l = 2500 \text{ мм}$ .

Мінімальний радіус інерції поперечного перерізу:

$$i_y = 0,29h = 0,29 \cdot 12,5 = 3,62 \text{ см};$$

$$i_z = 0,29b = 0,29 \cdot 17,5 = 5,07 \text{ см}.$$

Максимальна гнучкість:

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{250}{3,62} = 69;$$



$$\lambda_z = \frac{l_0}{i_z} = \frac{250}{5,07} = 49.$$

Стержень необхідно розраховувати і на міцність, і на стійкість. Площа послабленого перерізу стержня

$$A_n = bh - 2dh = 17,5 \cdot 12,5 - 12,5 \cdot 2 \cdot 1,6 = 178,75 \text{ см}^2.$$

Із врахуванням надійності споруди розрахункове граничне навантаження на елемент складає  $N_c = N_c \gamma_n = 176 \cdot 1 = 176 \text{ кН}$ .

Розрахунковий опір стиску сосни класу міцності С30 уздовж волокон визначаємо

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,6 \frac{23}{1,3} = 10,61 \text{ МПа},$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,60$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне) та вологості табл.4, табл. 8.1 [5];  $f_{c,0,k} = 23 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини сосни за класу міцності С30, що наведені в табл. 6;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (суцільна деревина) табл. 35, табл.7.3 [5].

Нормальні напруження стиску за формулою (2.5)

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A_n} = \frac{176}{178,75} = 0,98 \text{ кН / см}^2 = 9,8 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 10,61 \text{ МПа}.$$

Визначимо процент площі послаблення в залежності від площі бруття

$$\frac{2dh}{bh} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 12,5}{17,5 \cdot 12,5} \cdot 100\% = 18,29\% < 25\%.$$

Отже, розрахункова площа у випадку, коли послаблення не виходять на краї перерізу,

$$A_e = A = bh = 17,5 \cdot 12,5 = 218,75 \text{ см}.$$

Напруження при розрахунку на втрату стійкості обчислюємо за формулою (2.6)



$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{k_{c,y} A_e} = \frac{176}{0,56 \cdot 218,75} = 1,44 \text{ кН/см}^2 = 14,4 \text{ МПа} > f_{c,0,d} = 10,61 \text{ МПа},$$

де  $k_{c,y}$  - коефіцієнт поздовжнього згину відносно відповідної осі, що знаходять в залежності від гнучкості елемента і визначається

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,282 + \sqrt{1,282^2 - 1,178^2}} = 0,56,$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,178 - 0,3) + 1,178^2) = 1,282;$$

$\beta_c$  - коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини - 0,2;  $\lambda_{rel,z}$  - відносна гнучкість елемента відносно осі  $Y$  за формулою (2.11):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{69}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 1,178,$$

$E_{0,05} = 2/3 E_{0,mean} = 2/3 \cdot 12000 = 8000 \text{ МПа}$  - величина модуля пружності деревини вздовж волокон за деформації 0,05%;  
 $E_{0,mean} = 12000 \text{ МПа}$  - модуль пружності деревини вздовж волокон для класу міцності деревини С30, що наведені в табл.6;  
 $\lambda_{max} = \lambda_y$  - максимальна гнучкість стійки;  
 $f_{c,0,k} = 23 \text{ МПа}$  - характеристичне значення опору деревини сосни та ялини, що наведені в табл. 6 .

Стійкість стержня недостатня.

## Приклад 2.5

Підібрати переріз дерев'яної брусчатої стійки, виготовленої з хвойних порід першого сорту (клас міцності С45), що



експлуатується в умовах 2-го експлуатаційного класу.

Розрахункове граничне навантаження на стійку від постійних та довготривалих навантажень дорівнює  $N_m = 195 \text{ кН}$ . Довжина стійки, що закріплена з двох кінців шарнірно,  $l = 3,2 \text{ м}$ .

*Розв'язок задачі:*

Задаємося гнучкістю дерев'яної стійки  $\lambda = 75$ . Тоді відносна гнучкість елемента відносно осі  $Y$  за формулою (2.11):

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{75}{3,14} \sqrt{\frac{27}{10000}} = 1,24,$$

Квантіль 5% модуля пружності деревини вздовж волокон:

$$E_{0,05} = 2/3 E_{0,mean} = 2/3 \cdot 15000 = 10000 \text{ МПа}$$

де  $E_{0,mean} = 15000 \text{ МПа}$  – модуль пружності деревини вздовж волокон для класу міцності деревини С45 що наведені в табл. 6.

Розрахунковий опір стиску матеріалу класу С45 (перший сорт) вздовж волокон визначиться

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,70 \frac{27}{1,3} = 14,54 \text{ МПа},$$

де  $k_{mod} = 0,70$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне та довготривале) та вологості табл.4, табл.8.1 [5];  $f_{c,0,k} = 27 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини сосни та ялини, що наведені в табл. 6 для класу міцності деревини С45;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (суцільна деревина) табл.35, табл.7.3 [5].

Знаходимо необхідний радіус інерції





$$l_{nec} = \frac{l_0}{\lambda} = \frac{\mu l}{\lambda} = \frac{1 \cdot 320}{75} = 4,27 \text{ см.}$$

Необхідна площа поперечного перерізу стійки із формули (2.6) дорівнює

$$A_{nec} = \frac{N_c}{k_{c,y} f_{c,0,d}} = \frac{195}{0,52 \cdot 1,454} = 257,9 \text{ см}^2,$$

де  $f_{c,0,d} = 14,54 \text{ МПа} = 1,454 \text{ кН / см}^2$  - розрахунковий опір деревини уздовж волокон за класу С45;  $k_{c,y}$  - коефіцієнт поздовжнього згину відносно відповідної осі, що знаходять в залежності від відносної гнучкості елемента і визначиться

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,36 + \sqrt{1,36^2 - 1,24^2}} = 0,52,$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,24 - 0,3) + 1,24^2) = 1,36;$$

$\beta_c$  - коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини - 0,2.

Відносна гнучкість  $\lambda_{rel,y}$  відносно осі  $Y$  за прийнятої гнучкості стійки  $\lambda = 75$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{75}{3,14} \sqrt{\frac{27}{10000}} = 1,24.$$

Необхідну ширину поперечного перерізу бруса знайдемо за формулою

$$b_{nec} = \frac{i_{nec}}{0,29} = \frac{4,27}{0,29} = 14,72 \text{ см.}$$

За сортаментом (табл. 1) приймаємо  $b = 15 \text{ см}$ . Необхідна висота бруса  $h_{nec} \approx \frac{A_{nec}}{b} = \frac{257,9}{15} \approx 17,2 \text{ см}$ .



Приймаємо згідно сортаменту (табл. 1)  $h = 17,5 \text{ см}$ . Тоді

$$A = bh = 15 \cdot 17,5 = 262,5 \text{ см}^2.$$

Проводимо перевірку прийнятого перерізу:  
на міцність

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A_n} = \frac{195}{262,5} = 0,74 \text{ кН / см}^2 = 7,4 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 14,54 \text{ МПа};$$

на втрату стійкості

гнучкість стержня прийнятого перерізу

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} = \frac{320}{4,33} = 73,9,$$

де  $i_{\min} = i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{4921}{262,5}} = 4,33 \text{ см};$

$$I_z = \frac{b^3 h}{12} = \frac{15^3 \cdot 17,5}{12} = 4921 \text{ см}^4.$$

Відносна гнучкість елемента відносно осі  $Y$  за формулою

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{73,9}{3,14} \sqrt{\frac{27}{10000}} = 1,22.$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,33 + \sqrt{1,33^2 - 1,22^2}} = 0,54,$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,22 - 0,3) + 1,22^2) = 1,33.$$

Напруження в перерізі за формулою (2.5)  
становить

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{k_{c,y} A_e} = \frac{195}{0,54 \cdot 262,5} = 1,38 \text{ кН / см}^2 = 13,8 \text{ МПа} < f_{c,0,d} = 14,54 \text{ МПа}.$$

Міцність та стійкість підбраного стержня забезпечена.



## Приклад 2.6

Визначити несучу здатність дерев'яної стійки круглого перерізу, яка має природний збіг волокон, з діаметром тонкого кінця  $D_0 = 15 \text{ см}$ . Стійка з ялини другого сорту експлуатується всередині неопалюваного приміщення, яке знаходиться в нормальній температурно-вологісній зоні експлуатації. Зусилля в стійці виникають від дії постійних, тривалих та короткотривалих навантажень. Довжина дерев'яної стійки, обидва кінці якої закріплені шарнірно, дорівнює  $l = 4,0 \text{ м}$ .

*Розв'язок задачі:*

Діаметр колоди у розрахунковому перерізі, що знаходиться посередині стійки, визначимо за формулою:

$$D_x = D_0 + 0,008x = 15 + 0,008 \cdot 200 = 16,6 \text{ см}.$$

Площа поперечного перерізу

$$A = \frac{\pi D_y^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 16,6^2}{4} = 216,3 \text{ см}^2.$$

Гнучкість

$$\lambda = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{0,25 \cdot 16,6} = 96 < \lambda_u = 120,$$

де  $l_x = \mu l = 1 \cdot 400 = 400 \text{ см}$ , - розрахункова довжина стійки;

$\lambda_u = 120$  - гранична гнучкість колони.

Розрахунковий опір стиску сосни 2-го сорту вздовж волокон визначиться за класом міцності деревини, який приймаємо С22, що більше мінімального значення С20 для другого сорту і визначається рекомендаціям табл. 38:

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,7 \frac{24}{1,3} = 12,92 \text{ МПа},$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,70$  – перехідний коефіцієнт для третього експлуатаційного класу, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне, тривале та короткотривале) та



вологості табл.4, табл..8.1 [5];  $1,2f_{c,0,k} = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ МПа}$  –

характеристичне значення опору стиску деревини кругляка хвойних порід класу С22 (другий сорт деревини), що наведені в табл. 6 та з урахуванням примітки 3;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (цільна деревина) табл. 35, табл.7.3 [5].

Відносна гнучкість елемента відносно осі  $Y$  за формулою (2.11)

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{96}{3,14} \sqrt{\frac{12,92}{6667}} = 1,346,$$

5% квантиль модуля пружності деревини вздовж волокон:

$$E_{0,05} = 2/3 E_{0,mean} = 2/3 \cdot 10000 = 6667 \text{ МПа}$$

де  $E_{0,mean} = 10000 \text{ МПа}$  – модуль пружності деревини вздовж волокон для класу міцності деревини С22, що наведені в табл. 6.

Коефіцієнт поздовжнього згину відносно відповідної осі, що знаходять в залежності від відносної гнучкості елемента визначиться

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,51 + \sqrt{1,51^2 - 1,346^2}} = 0,46,$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,346 - 0,3) + 1,346^2) = 1,51;$$

$\beta_c$  – коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини – 0,2.

Тоді з формули (2.6)

$$N_c = k_{c,y} A_e f_{c,0,d1} = 0,46 \cdot 216,3 \cdot 1,292 = 128,5 \text{ кН}.$$



де  $f_{c,0,d} = 12,92 \text{ МПа} = 1,292 \text{ кН} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон.

## 2.4. Згинальні елементи

Розрахунок згинальних елементів на міцність за нормальними напруженнями виконують за формулою

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_d}{W_d} \leq f_{m,0,d}, \quad (2.15)$$

де  $\sigma_{m,0,d}$  - розрахункові напруження згину відносно однієї з головних осей;  $M_d$  - граничний розрахунковий згинальний момент;  $W_d$  - розрахунковий момент опору поперечного перерізу елемента, який для суцільних елементів приймається  $W_d = W_n$ ;  $W_n$  - момент опору нетто поперечного перерізу. А послаблення, відстань між якими не перевищує 15 см, розглядають сполученими в одному перерізі.

Розрахунковий опір на згин відносно однієї з головних осей встановлюють з виразу

$$f_{m,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M}, \quad (2.16)$$

де  $f_{m,k}$  - характеристичне значення опору деревини згину, що наведені в табл. 6, табл. 7, табл. 27;  $k_{\text{mod}}$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості (експлуатаційний клас) табл.4, табл.8.1 [5];  $\gamma_M$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл.7.3 [5].

Розрахунок згинальних елементів на сколювання ведуть за формулою

$$\tau_d = V_e S / (I_b) \leq f_{v,d}, \quad (2.17)$$



де  $\tau_d$  - дотичні напруження;  $V_d$  - гранична розрахункова поперечна сила;  $S$  - статичний момент бруто частини поперечного перерізу, що сколюється, відносно нейтральної осі;  $I$  - момент інерції бруто поперечного перерізу елемента;  $b$  - розрахункова ширина перерізу елемента;  $f_{v,d}$  - розрахунковий опір сколюванню за згину, який встановлюють з виразу

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M}, \quad (2.18)$$

де  $f_{v,k}$  - характеристичне значення опору деревини хвойних чи листв'яних порід сколюванню уздовж волокон, що наведені в табл. 6, табл. 7 та табл. 27;  $k_{\text{mod}}$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та умов експлуатації табл.4, табл.8.1 [5] ;  $\gamma_M$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, табл.7.3 [5].

Крім розрахунку на міцність згинальні елементи перевіряють за деформаціями, що в загальному вигляді здійснюють за формулою

$$w = \frac{w_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] \leq w_{\text{fin}}, \quad (2.19)$$

де  $w$  - прогин балки;  $w_0$  - прогин балки постійного перерізу висотою  $h$  без урахування деформацій зсуву, визначається за формулою

$$w_0 = k q_e l^4 / (EI); \quad (2.20)$$

$k$  - коефіцієнт, який враховує вплив зміни висоти перерізу та залежить від схеми і характеру навантаження на балку, визначається за табл. 10;  $h$  - найбільша висота балки;  $l$  - проліт балки;  $w_{\text{fin}}$  - граничний прогин зігнутого елемента, який приймається за ДБН В.2.6-161:2010 , або за табл. 12.



Розрахунок елементів суцільного перерізу на міцність, в яких площа дії сили не збігається з площиною головних осей, необхідно виконувати на косий згин за наступних умов

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (2.21)$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (2.22)$$

де  $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$  – розрахункові напруження згину відносно головних осей;  $f_{m,0,d}$  – розрахунковий опір згину відносно головних осей  $Y$  та  $Z$ ;  $k_m$  – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі п. 11.6.2 [5].

Перевірку жорсткості за косого згину виконують по повному прогину, який рівний

$$w = \sqrt{w_y^2 + w_z^2} \leq w_{fin}. \quad (2.23)$$

## 2.5. Приклади розрахунку елементів, що згинаються

### Приклад 2.7

Запроектувати дерев'яні балки перекриття з цільної деревини, які розташовані з кроком  $B = 1$  м. Розрахунковий проліт балок  $l = 6$  м.

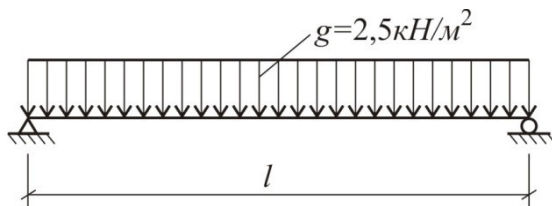


Рис. 2.1. Розрахункова схема балки до прикладу 2.7



Сумарне розрахункове експлуатаційне навантаження від дії постійних та середньотривалих навантажень на перекриття становить  $g_e = 2 \text{ кПа}$ , а розрахункове граничне -  $g_m = 2,5 \text{ кПа}$ . Перекриття експлуатується всередині опалюваного приміщення з відносною вологістю повітря до 65%. Балку необхідно виготовити з сосни класу міцності деревини С27.

*Розв'язок задачі:*

За розташування балок з кроком  $B = 1 \text{ м}$  погонне навантаження на балку: експлуатаційне  $q_e = g_e B = 2 \cdot 1 = 2 \text{ кН / м}$ ; розрахункове граничне  $q_m = g_m B = 2,5 \cdot 1 = 2,5 \text{ кН / м}$ .

Визначимо розрахунковий граничний згинальний момент за формулою

$$M_{d, \max} = \frac{q_m l^2}{8} = \frac{2,5 \cdot 5^2}{8} = 7,81 \text{ кНм} = 781 \text{ Нсм}.$$

Знайдемо необхідний момент опору балки за формулою

$$W_{\text{нec}} = \frac{M_{d, \max}}{f_{m, d}} = \frac{781}{1,66} = 470 \text{ см}^3,$$

де  $f_{m, 0, d}$  – розрахунковий опір деревини згину при навантаженні кромки з виразу (2.16)

$$f_{m, 0, d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m, 0, k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{27}{1,3} = 16,6 \text{ МПа};$$

де  $f_{m, 0, k} = 27 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору згину деревини хвойних порід класу міцності С27, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та умов експлуатації табл.4, табл.8.1 [5] ( робота за вологості до 65% всередині опалюваного приміщення відповідає першому експлуатаційному класу);





$\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, табл.7.3 [5].

Задаємося шириною балки  $b = 10 \text{ см}$  і знаходимо

$$h_{\text{нec}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{нec}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 470}{10}} = 16,8 \text{ см.}$$

Приймаємо балку перерізом  $bh = 10 \cdot 17,5 \text{ см}$ . Визначимо момент опору  $W_y$  і момент інерції  $I_y$  прийнятого поперечного перерізу:

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 17,5^2}{6} = 510 \text{ см}^3;$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \cdot 17,5^3}{12} = 4466 \text{ см}^4.$$

Проводимо перевірку прийнятого перерізу балки:

а) за нормальними напруженнями

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_{d,\text{max}}}{W_y} = \frac{781}{510} = 1,53 \text{ кН / см}^2 = 15,3 \text{ МПа} < f_{m,0,d} = 16,6 \text{ МПа};$$

б) за деформаціями

$$\frac{w}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_e l^3}{E_{0,\text{mean}} I_y} = \frac{5 \cdot 0,02 \cdot 500^3}{384 \cdot 1150 \cdot 4466} = \frac{1}{158} > \frac{w_{\text{fin}}}{l} = \frac{1}{200}.$$

де  $w_{\text{fin}} = \frac{l}{200}$  – граничне значення прогину балок табл.12 та

табл..12.2[5];  $E_{0,\text{mean}} = 11500 \text{ МПа} = 1150 \text{ кН / см}^2$  – середнє значення модуля пружності деревини хвойних порід уздовж волокон.

Прийнятий переріз задовольняє вимогам за міцністю та не задовольняє жорсткості. Тому збільшуємо висоту перерізу і приймемо згідно сортаменту  $h = 20 \text{ см}$ . Тоді

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \cdot 20^3}{12} = 6667 \text{ см}^4.$$

Перевіряємо деформативність балки за прийнятого перерізу



$$\frac{w}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_e l^3}{E_{0,mean} I_y} = \frac{5 \cdot 0,02 \cdot 500^3}{384 \cdot 1150 \cdot 6667} = \frac{1}{235} < \frac{w_{fin}}{l} = \frac{1}{200},$$

Умова виконується, жорсткість балки забезпечена.

## Приклад 2.8

Запроектувати обрешітку будівлі під холодну покрівлю із пазової черепиці по похилих кроквах. Ухил покрівлі до горизонту  $\alpha = 35^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,574, \cos \alpha = 0,819$ ); відстань між осями брусків  $a = 0,3$  м; відстань між осями крокв  $B = 1,40$  м. Будівля споруджується в м. Рівне.

### Розв'язок задачі:

Обрешітку проектуємо з брусків сосни другого сорту поперечним перерізом 60x50 мм. Розрахунковий опір згину сосни 2-го сорту вздовж волокон визначиться за класом міцності деревини, який приймаємо С27, що більше мінімального значення С20 для другого сорту і визначається рекомендаціям табл. 38.

Знаходимо значення снігового навантаження на  $1 \text{ м}^2$ :

- характеристичне значення навантаження від снігового покриву для м. Рівне згідно додатку Е [6] -  $S_0 = 1320 \text{ Па}$ ;
- характеристичне значення навантаження від снігового покриву з урахуванням режиму експлуатації, коефіцієнта географічної висоти та коефіцієнта переходу від ваги снігового покриву

$$S = S_0 C = S_0 \mu C_e C_{alt} = 1,32 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,32 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

де  $\mu = 1$ , визначається згідно додатку Ж [6];  $C_e = 1$  враховує режим експлуатації будівлі, що визначається згідно п. 8.9[6];  $C_{alt} = 1$ , коефіцієнт що враховує географічну висоту об'єкта над рівнем моря, визначається згідно п.8.10[6];

Обчислення навантажень на  $1$  пог. м. проводимо в табличній формі (табл. 2.1).



Обрешітку розглядаємо як двохпролітну нерозрізну балку з прольотом  $l = B = 1,4\text{ м}$ .

Найбільший згинаючий момент буде дорівнювати:

а) для першого сполучення навантажень ( власна вага + сніг) визначимо за формулою

$$M_1 = 0,125q_m l^2 = 0,125 \cdot 0,522 \cdot 1,4^2 = 0,128 \text{ кНм};$$

б) для другого сполучення навантажень (власна вага + монтажне навантаження від людини з інструментом) встановимо з виразу

$$M_2 = 0,07q_m l^2 + 0,207F_m l = 0,07 \cdot 0,182 \cdot 1,4^2 + 0,207 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 0,373 \text{ кНм};$$

Таблиця 2.1

Навантаження на брусок обрешітки, кН/м

№№ п/п	Вид навантаження	Харак- терис- тичні $q$	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційні		Граничні	
			Коеф. надин. $\gamma_e$	$q_e$	Коеф. надин. $\gamma_m$	$q_m$
1	2	3	4	5	6	7
<i>Постійні навантаження</i>						
1	Черепиця	0,15	1,0	0,15	1,1	0,165
2	Брусок обрешітки 0,06x0,05x5	0,015	1,0	0,015	1,1	0,017
	Ітого			0,165		0,182
<i>Змінні навантаження</i>						
1	Снігове 1,32·0,3·0,819	0,324	0,49	0,159	1,04	0,340
	Всього			0,324		0,522

де  $F_m$  – розрахункове зосереджене навантаження від людини з інструментом, яке встановимо



$$F_m = F\gamma_m = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН},$$

тут  $F = 1 \text{ кН}$  – характеристичне значення зосередженого навантаження;  $\gamma_{fm} = 1,2$  – коефіцієнт надійності за навантаженням [6].

Більш невигідне для розрахунку міцності бруса є друге сполучення навантажень, а отже  $M_d = M_2$ .

Так як, площа дії навантаження не співпадає з головними площинами поперечного перерізу бруса, то елемент розраховуємо на косий згин.

Складові моменту відносно головних осей перерізу:

$$M_{d,y} = M_d \cdot \cos \alpha = 0,373 \cdot 0,819 = 0,305 \text{ кН} / \text{м};$$

$$M_{d,z} = M_d \cdot \sin \alpha = 0,373 \cdot 0,574 = 0,214 \text{ кН} / \text{м}.$$

Визначаємо геометричні характеристики існуючого поперечного перерізу:

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{6 \cdot 6^2}{6} = 36 \text{ см}^3;$$

$$W_z = \frac{hb^2}{6} = \frac{6 \cdot 6^2}{6} = 36 \text{ см}^3;$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{6 \cdot 6^3}{12} = 108 \text{ см}^4;$$

$$I_z = \frac{hb^3}{12} = \frac{6 \cdot 6^3}{12} = 108 \text{ см}^4.$$

Визначаємо нормальні напруження згину відносно головних осей

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{30,5}{36} = 0,84 \text{ кН} / \text{см}^2 = 8,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{d,z}}{W_z} = \frac{21,4}{36} = 0,59 \text{ кН} / \text{см}^2 = 5,9 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови забезпечення міцності перерізу бруса обрешітки за формулами (2,21), (2,22)



$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{8,4}{13,5} + 0,7 \frac{5,9}{13,5} = 0,92 < 1;$$
$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = 0,7 \frac{8,4}{13,5} + \frac{5,9}{13,5} = 0,73 < 1,$$

де  $f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$  – розрахункові опори деревини на згин визначитися за виразом (2,16) для другого сорту деревини прийняли клас міцності С27 (табл.38):

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{27}{1,3} = 13,5 \text{ МПа};$$

$k_m = 0,7$  - коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі п. 11.6.2 [5];  $f_{m,k} = 27 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід згину, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,65$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження за умов третього класу експлуатації табл. 4, або табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, або табл.7.3 [5].

Міцність бруса обрешітки забезпечена.

Так як, перевірку прогину бруса по другому сполученню навантажень робити не потрібно, то визначаємо прогин бруса за першим сполученням навантажень.

Знаходимо складові прогину за формулами:

$$w_y = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q_e \sin \alpha l_0^4}{E_{0,mean} I_y} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{0,00324 \cdot 0,574 \cdot 140^4}{11,5^3 \cdot 108} = 0,035 \text{ см};$$
$$w_z = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{q_e \cos \alpha l_0^4}{E_{0,mean} I_z} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{0,00324 \cdot 0,819 \cdot 140^4}{11,5^3 \cdot 108} = 0,035 \text{ см}.$$

Повний прогин прогону за формулою



$$w = \sqrt{w_y^2 + w_z^2} = \sqrt{0,035^2 + 0,035^2} \approx 0,05 \text{ см} \leq w_{fin} = \frac{1}{150} l_0 = \\ = \frac{1}{150} \cdot 140 = 0,93 \text{ см},$$

де  $w_{fin} = \frac{l}{150}$  – граничне значення прогину елемента обрешітки опертому на двох опорах, табл.12, табл.12.2[5];  $E_{0,mean} = 11500 \text{ МПа} = 1150 \text{ кН / см}^2$  – модуль пружності деревини сосни вздовж волокон класу міцності С27 табл 6.

Жорсткість бруска обрешітки достатня і несуча здатність забезпечена.

### Приклад 2.9

Розрахувати дощато-цвяховий щит під теплу руберойдну покрівлю виробничої будівлі. Щит складається з суцільного настилання товщиною  $t = 22 \text{ мм}$ , знизу до якого підшиті поперечні та діагональні планки. Планки встановлені для забезпечення сумісної роботи дощок настилання та просторової незмінності конструкції. Щити вкладені по консольно-балочним прогонам. Прогони розташовані з кроком  $l_1 = 1,6 \text{ м}$  і укладені по фермах. Крок ферм  $B = 6 \text{ м}$ . Нахил покрівлі  $i = 0,01$ . Місце будівництва – м. Кузнецовськ.

*Розв'язок задачі:*

Приймаємо ширину щита  $B_1 = \frac{B}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ м}$ . Щит опирається на три прогони. Довжина щита  $l = 2l_1 - 0,01 = 2 \cdot 1,6 - 0,01 = 3,19 \text{ м}$  (рис. 2.2).

Знаходимо значення снігового навантаження на  $1 \text{ м}^2$ :

- характеристичне значення навантаження від снігового покриву для м. Кузнецовськ згідно додатку Е [6] -  $S_0 = 1260 \text{ Па}$ ;



характеристичне значення навантаження від снігового покриву з урахуванням режиму експлуатації, коефіцієнта географічної висоти та коефіцієнта переходу від ваги снігового покриву

$$S = S_0 C = S_0 \mu C_e C_{alt} = 1,26 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1,26 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

де  $\mu = 1$ , визначається згідно додатку Ж [6];  $C_e = 1$  враховує режим експлуатації будівлі, що визначається згідно п. 8.9 [6];  $C_{alt} = 1$ , коефіцієнт що враховує географічну висоту об'єкта над рівнем моря, визначається згідно п. 8.10 [6].

Визначення навантажень на  $1 \text{ м}^2$  покриття проводимо в табличній формі (табл. 2.2).

Настилання щита розраховуємо як двопролітну нерозрізну балку з умовно вирізаною смугою шириною  $b_1 = 1 \text{ м}$ .

Розрахунок ведемо для двох сполучень навантажень:

- а) постійне і змінне навантаження на всьому прольоті;
- б) постійне навантаження на всьому прольоті та зосереджене навантаження  $F = 1,2 \text{ кН}$  від монтажного вантажу людини з інструментом, розташованого посередині одного з прольотів (рис 2.3).

Згинаючий момент для навантажень сполучення “а”

$$M_1 = 0,125 q_m l_1^2 = 0,125 \cdot 2,636 \cdot 1,6^2 = 0,844 \text{ кНм},$$

для навантажень сполучення “б”

$$M_2 = 0,07 q_{mp} l_1^2 + 0,207 F_m l_1 = 0,07 \cdot 1,326 \cdot 1,6^2 + 0,207 \cdot 2,4 \cdot 1,6 = 1,032 \text{ кНм},$$

де  $F_m$  – розрахункове зосереджене навантаження від людини з інструментом, яке вважаємо розподілене на ширині  $0,5 \text{ м}$  настилання щита

$$F_m = \frac{F}{0,5} = \frac{1,2}{0,5} = 2,4 \text{ кН}.$$

Таким чином, розрахунок міцності необхідно вести по більшому згинаючому моменту для сполучення навантажень “б”.



## Момент опору перерізу робочої частини настилу

$$W_y = \frac{b_1 \delta^2}{6} = \frac{100 \cdot 2,2^2}{6} = 80,7 \text{ см}^3.$$

Таблиця 2.2

Збір навантажень на щит,  $\text{кН} / \text{м}^2$ 

№№ п/п	Вид навантаження	Харак- терис- тичні $q$	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційн і		Граничні	
			Коеф. надйн. $\gamma_{fe}$	$q_e$	Коеф. надйн. $\gamma_m$	$q_m$
1	2	3	4	5	6	7
<b>Постійні навантаження</b>						
1	Тришарова руберойдна покрівля	0,09	1,0	0,09	1,3	0,117
2	Цементна стяжка $\delta x p =$ $= 0,02 \cdot 1800 \cdot 10^{-2}$	0,36	1,0	0,36	1,3	0,468
3	Утеплювач (фіброліт) $\delta x p =$ $= 0,1 \cdot 400^{-2}$	0,4	1,0	0,4	1,3	0,520
4	Пароізоляція (1 шар толю)	0,03	1,0	0,03	1,3	0,039
5	Настилення щита $\delta x p =$ $= 0,022 \cdot 500 \cdot 10^{-2}$	0,11	1,0	0,11	1,1	0,121
<b>Ітого</b>				1,045		1,326
<b>Змінні навантаження</b>						
1	Снігове	1,26	0,49	0,61	1,04	1,31
<b>Повне навантаження</b>				1,65		2,636



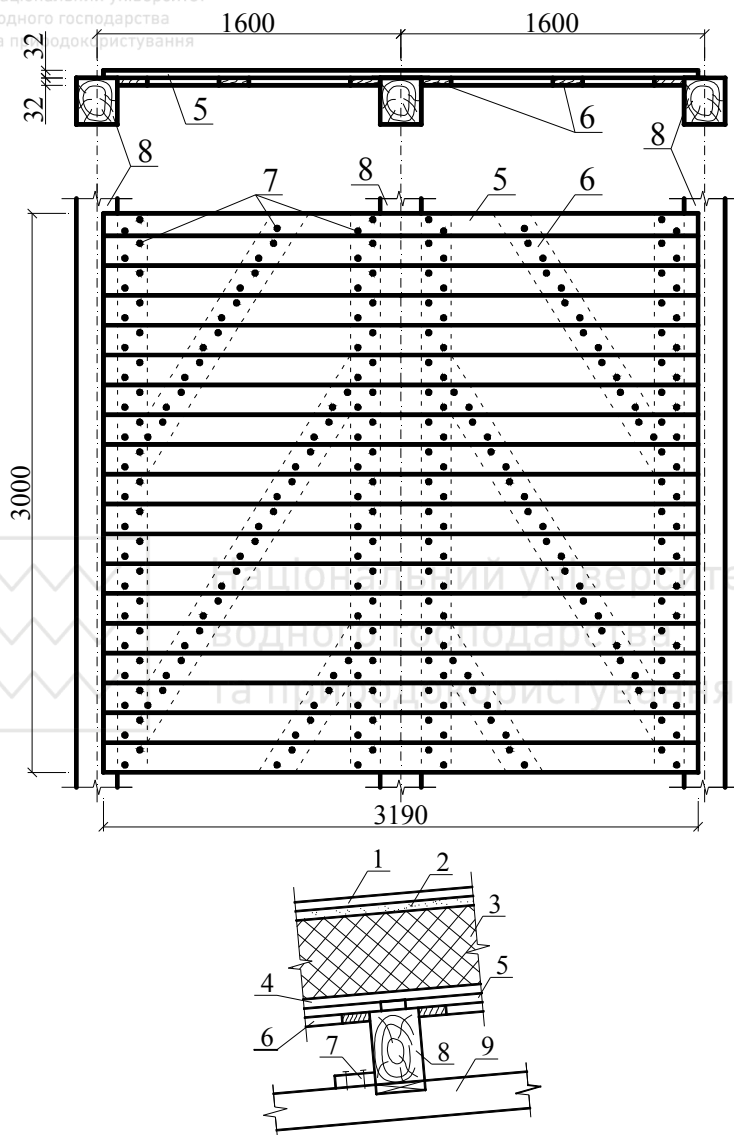


Рис. 2.2. Дощато-цвяховий щит:

1 – руберойд; 2 – цементна стяжка; 3 – фіброліт; 4– пароізоляція; 5– настил щита;  
6 – решітка щита; 7– цвяхи; 8– прогони; 9– верхній пояс несучої конструкції



$$I_y = \frac{b_1 \delta^3}{12} = \frac{100 \cdot 2,2^3}{12} = 88,7 \text{ см}^4.$$

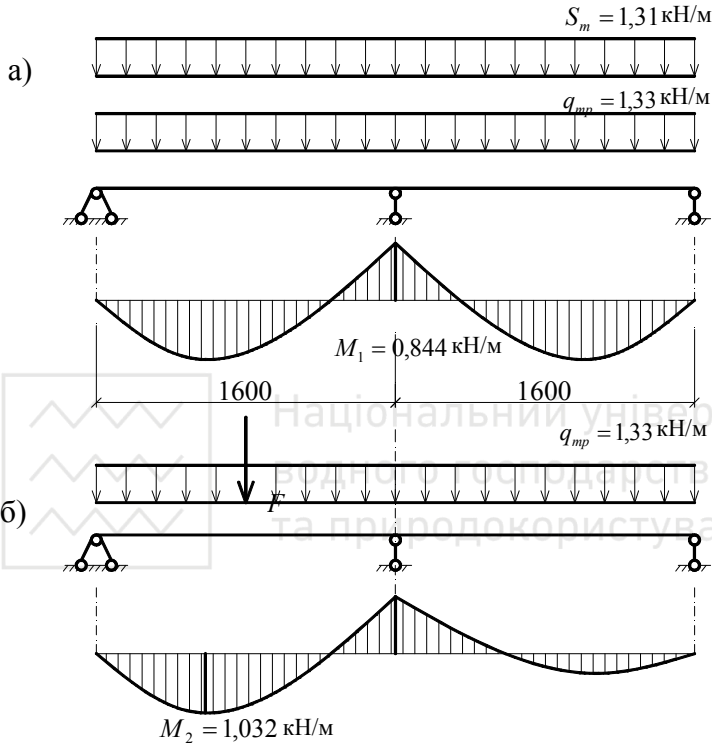


Рис. 2.3. Розрахункова схема щита: а) – для першого сполучення навантажень; б) – для другого сполучення навантажень

Проводимо перевірку прийнятого перерізу балки:

а) за нормальними напруженнями

$$\sigma_{m,0,d} = \frac{M_{\max}}{W_y} = \frac{M_2}{W_y} = \frac{103,2}{80,7} = 1,28 \text{ кН / см}^2 = 12,8 \text{ МПа} < f_{m,0,d} = 13,5 \text{ МПа},$$



де  $f_{m,0,d}$  – розрахунковий опір згину деревини другого сорту знаходимо з виразу (2.16)

$$f_{m,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{22}{1,3} = 13,5 \text{ МПа};$$

де  $f_{m,k} = 22 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини сосни та ялини згину для класу міцності С22 (орієнтуємося при виборі класу міцності на табл. 38), що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження за умов другого експлуатаційного класу табл.4, табл.8.1 [5] ;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, табл.7.3 [5].

Характеристичний опір згину сосни 2-го сорту вздовж волокон встановлено за класом міцності деревини, який приймаємо С22, що більше мінімального значення С20 для другого сорту і визначається рекомендаціям табл. 38.

б) за деформаціями виходячи з сполучення навантажень “а”

$$\frac{w}{l} = \frac{2,13}{384} \cdot \frac{g_e l_1^3}{E_{0,mean} I_y} = \frac{2,13 \cdot 0,0165 \cdot 160^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 88,7} = \frac{1}{238} < \frac{w_{fin}}{l} = \frac{1}{200}.$$

де  $w_{fin} = \frac{l}{200}$  – граничне значення прогину настилу (табл.12,

табл.12.2[5]);  $E_{0,mean} = 10000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН} / \text{см}^2$  - модуль пружності деревини сосни вздовж волокон класу міцності С22 з табл. 6.

Діагональні та поперечні планки прикріплюємо до кожної дошки двома цвяхами 2х40 мм.

## Приклад 2.10

При ремонті промислової будівлі влаштувати покрівлю із азбоцементних хвилястих листів марки СВ, які потрібно



покласти на існуючі розрізні прогони перерізом  $bh = 10 \cdot 17,5 \text{ см}$ . Прогони розташовані з кроком  $B = 0,775 \text{ м}$ . Відстань між осями несучих конструкцій  $3 \text{ м}$ . Ухил покрівлі  $i = 1:3$  ( $\sin \alpha = 0,316$ ;  $\cos \alpha = 0,949$ ). Необхідно перевірити можливість влаштування такої покрівлі за характеристичних значень снігового покриву  $p_s = 1,79 \text{ кПа}$ . Будівля знаходиться у нормальній температурно-вологісній зоні експлуатації. Прогони виконані з сосни другого сорту.

*Розв'язок задачі:*

Визначаємо навантаження на 1 пог. метр прогону:

- а) навантаження від покриття:  
експлуатаційне

$$q_{1e} = g\gamma_{fe}B = 0,2 \cdot 1 \cdot 0,775 = 0,16 \text{ кН / м};$$

граничне

$$q_{1m} = g\gamma_{fm}B = 0,2 \cdot 1,1 \cdot 0,775 = 0,17 \text{ кН / м},$$

де  $g = 0,2 \text{ кН / м}^2$  - характеристичне навантаження від азбоцементних хвилястих листів;  $\gamma_{fe} = 1$ ,  $\gamma_{fm} = 1,1$  - коефіцієнти надійності за навантаженням (табл.30);

- б) від ваги прогону:

експлуатаційне

$$q_{2e} = bh\rho\gamma_{fe} = 0,1 \cdot 0,15 \cdot 5 \cdot 1 = 0,075 \text{ кН / м};$$

граничне

$$q_{2m} = bh\rho\gamma_{fm} = 0,1 \cdot 0,15 \cdot 5 \cdot 1,1 = 0,08 \text{ кН / м},$$

де  $b$ ,  $h$  - ширина та висота перерізу прогону;

$\rho = 500 \text{ кг / м}^3 = 5 \text{ кН / м}^3$  - густина деревини сосни;

- в) від снігового навантаження:

експлуатаційне

$$p_{se} = p_s\gamma_{fe}B\cos\alpha = 1,79 \cdot 0,49 \cdot 0,775 \cdot 0,949 = 0,65 \text{ кН / м};$$

граничне



$$p_{sm} = p_s \gamma_{fm} B \cos \alpha = 1,79 \cdot 1,04 \cdot 0,775 \cdot 0,949 = 1,40 \text{ кН / м},$$

де  $\gamma_{fe} = 0,49$ ,  $\gamma_{fm} = 1,04$  - коефіцієнти надійності за навантаженням при дії снігового навантаження з терміном експлуатації будівлі 60 років.

Повне рівномірно-розподілене навантаження на прогін

$$q_e = q_{1e} + q_{2e} + p_{se} = 0,16 + 0,075 + 0,65 = 0,885 \text{ кН / м};$$

$$q_m = q_{1m} + q_{2m} + p_{sm} = 0,17 + 0,08 + 1,40 = 1,65 \text{ кН / м}.$$

Розрахунковий проліт прогону

$$l_0 = l - 2 \cdot \frac{b}{2} = 300 - 2 \cdot \frac{10}{2} = 290 \text{ см}.$$

Розрахунковий згинальний граничний момент

$$M_d = \frac{q_m l_0^2}{8} = \frac{1,65 \cdot 2,9^2}{8} = 1,73 \text{ кН / м}.$$

Прогін працює в умовах косого згину. Складові моменту відносно головних осей перерізу:

$$M_{d,y} = M_d \cdot \cos \alpha = 1,73 \cdot 0,949 = 1,64 \text{ кН / м};$$

$$M_{d,z} = M_d \cdot \sin \alpha = 1,73 \cdot 0,316 = 0,55 \text{ кН / м}.$$

Визначаємо геометричні характеристики існуючого поперечного перерізу:

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 15^2}{6} = 375 \text{ см}^3;$$

$$W_z = \frac{hb^2}{6} = \frac{15 \cdot 10^2}{6} = 250 \text{ см}^3;$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \cdot 15^3}{12} = 2812 \text{ см}^4;$$

$$I_z = \frac{hb^3}{12} = \frac{15 \cdot 10^3}{12} = 1250 \text{ см}^4.$$

Визначаємо нормальні напруження згину відносно головних осей



$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{164}{375} = 0,44 \text{ кН / см}^2 = 4,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{d,z}}{W_z} = \frac{55}{250} = 0,22 \text{ кН / см}^2 = 2,2 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умови забезпечення міцності перерізу прогону за формулами (2,21), (2,22)

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = \frac{4,4}{10} + 0,7 \frac{2,2}{10} = 0,59 \leq 1,$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = 0,7 \frac{4,4}{10} + \frac{2,2}{10} = 0,52 \leq 1,$$

де  $f_{m,d}$  – розрахунковий опір деревини на згин другого сорту визначимо за виразом (2,16), враховуючи те, що найменший клас по міцності можемо прийняти виходячи з рекомендацій табл. 38 – С20:

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,0,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{20}{1,3} = 10 \text{ МПа};$$

$k_m = 0,7$  - коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі п. 11.6.2 [5];  $f_{m,0,k} = 20 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід згину класу міцності С20, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,65$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження за умов третього класу експлуатації (табл.4 або табл. 8.1 [5]) ;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (табл.35 або табл.7.3 [5]).

Міцність прогону для влаштування покрівлі із азбоцементних хвилястих листів СВ достатня.

Знаходимо складові прогину за формулами:



$$w_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e \sin \alpha l_0^4}{E_{0,mean} I_y} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,00885 \cdot 0,316 \cdot 290^4}{950 \cdot 2812} = 0,1 \text{ см};$$

$$w_z = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e \cos \alpha l_0^4}{E_{0,mean} I_z} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,00885 \cdot 0,949 \cdot 290^4}{950 \cdot 1250} = 0,65 \text{ см},$$

де  $E_{0,mean} = 9500 \text{ МПа} = 950 \text{ кН / см}^2$  - середній модуль пружності деревини сосни вздовж волокон класу міцності С20 по табл. 6.

Повний прогин прогону визначаємо за формулою

$$w = \sqrt{w_y^2 + w_z^2} = \sqrt{0,1^2 + 0,65^2} = 0,66 \text{ см} < w_{fin} = \frac{1}{200} l_0 =$$
$$= \frac{1}{200} \cdot 290 = 1,45 \text{ см},$$

де  $w_{fin} = \frac{l}{200}$  - граничне значення прогину балок на двох опорах (табл.12, табл. 12.2 [5]).

Міцність та жорсткість прогону для влаштування покрівлі із азбоцементних хвилястих листів СВ достатня.

### Приклад 2.11

Підібрати поперечний переріз крокв (рис. 2.4) для влаштування покрівлі з черепиці за даними прикладу 2.8. Відстань між опорами  $l = 4\text{м}$ .

*Розв'язок задачі:*

Визначаємо навантаження, що діє на 1 пог.м. горизонтальної проекції кроквяної ноги (табл. 2.3).

Максимальний згинаючий момент

$$M_{d,max} = \frac{q_m l_0^2}{8} = \frac{2,254 \cdot 4^2}{8} = 4,508 \text{ кН / м}.$$

Приймаємо, що крокву виготовляємо з деревини хвойних порід класом міцності С22 і визначаємо необхідний момент опору поперечного перерізу крокви з умови міцності



$$W_{nec} = \frac{M_{d,max}}{f_{m,d}} = \frac{450,8}{1,1} = 410 \text{ см}^3,$$

де  $f_{m,d}$  – розрахунковий опір деревини згину класу міцності С22 з виразу (2.16)

$$f_{m,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{22}{1,3} = 11 \text{ МПа} = 1,1 \text{ кН / см}^2,$$

Таблиця 2.3

Навантаження на крокву, кН/м

№№ п/п	Вид навантаження	Харак - терис- тичні $q$	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційні		Граничні	
			Коеф. надин. $\gamma_{fe}$	$q_e$	Коеф. надин. $\gamma_{fm}$	$q_m$
1	2	3	4	5	6	7
<i>Постійні навантаження</i>						
1	Черепиця $\frac{0,5 \cdot 1,4}{0,819}$	0,85	1,0	0,85	1,1	0,935
2	Брусok обрешітки $\frac{0,05 \cdot 0,06 \cdot 5}{0,3 \cdot 0,819}$	0,085	1,0	0,085	1,1	0,094
3	Кроква (орієнтовно) $\frac{0,1 \cdot 0,15 \cdot 5}{0,819}$	0,092	1,0	0,092	1,1	0,101
	Ітого			1,027		1,130
<i>Змінні навантаження</i>						
1	Снігове $1,32 \cdot 0,819$	1,081	0,49	0,530	1,04	1,124
	Всього			1,557		2,254





де  $f_{m,k} = 22 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини сосни згину класу міцності С22, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,65$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження за умов третього класу експлуатації табл.4, табл. 8.1 [5] ;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, табл.7.3 [5].

Задаємося шириною крокви  $b = 10 \text{ см}$  і знаходимо

$$h_{\text{нec}} = \sqrt{\frac{6W_{\text{нec}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 410}{10}} = 15,7 \text{ см.}$$

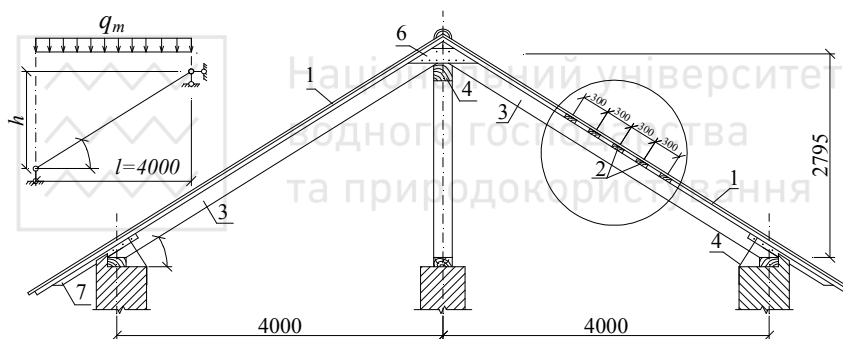


Рис 2.4. Найпростіші нахилені крокви

Приймаємо крокву перерізом  $bh = 10 \cdot 17,5 \text{ см}$ . Визначимо момент опору  $W_y$  і момент інерції  $I_y$  прийнятого поперечного перерізу:

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 17,5^2}{6} = 510 \text{ см}^3;$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \cdot 17,5^3}{12} = 4466 \text{ см}^4.$$

Довжина крокви



$$l_1 = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{400}{0,819} = 488 \text{ см}$$

Проводимо перевірку прийнятого перерізу крокви по жорсткості за формулою

$$\frac{w}{l} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_e l^3}{E_{0,mean} I} = \frac{5 \cdot 0,016 \cdot 400^3}{384 \cdot 10^3 \cdot 4466} = \frac{1}{299} < \frac{w_{fin}}{l} = \frac{1}{200},$$

де  $E_{0,mean} = 10000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН / см}^2$  - модуль пружності деревини сосни вздовж волокон.

Жорсткість крокви забезпечена.

## Приклад 2.12

Визначити допустиме погонне характеристичне навантаження від тривалих та довготривалих навантажень на балку суцільного перерізу міжповерхового перекриття будівлі. Поперечні розміри балки  $bh = 150 \cdot 200 \text{ мм}$ . Проліт балки  $l = 4,5 \text{ м}$ . Конструкція виготовлена із сосни 1 сорту та експлуатується в умовах експлуатаційного класу 1. Усереднені коефіцієнти надійності за граничними навантаженням  $\gamma_{fe} = 1$ ,  $\gamma_{fm} = 1,15$ .

*Розв'язок задачі:*

1. Визначаємо погонне експлуатаційне допустиме навантаження на балку з умови несучої здатності за нормальними напруженнями. Для цього знайдемо момент опору поперечного перерізу балки за формулою

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 20^2}{6} = 1000 \text{ см}^3.$$

Розрахунковий граничний момент, який може сприйняти поперечний переріз балки

$$M_d = W_y f_{m,d} = 1000 \cdot 1,45 = 1450 \text{ кНсм} = 14,5 \text{ кНм},$$



де  $f_{m,d} = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір сосни

згину при навантаженні кромки з виразу (2.16), враховуючи те, що найменший клас по міцності матеріалу для першого сорту деревини можемо прийняти виходячи з рекомендацій табл. 38 – С27:

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,7 \frac{27}{1,3} = 14,5 \text{ МПа},$$

де  $f_{m,k} = 27 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід згину, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,7$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та першого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1[5] ;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу, табл.35 або табл. 7.3 [5].

Знаходимо розрахункове погонне граничне навантаження на балку перекриття

$$q_m = \frac{8M_d}{l^2} = \frac{8 \cdot 14,5}{4,5^2} = 5,73 \text{ кН} / \text{м}.$$

Тоді погонне характеристичне навантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_f$

$$q = \frac{q_m}{\gamma_{fm}} = \frac{5,73}{1,15} = 4,98 \text{ кН} / \text{м}.$$

2. Визначаємо допустиме погонне розрахункове граничне навантаження на балку з умови міцності за дотичними напруженнями.

Допустима розрахункова гранична поперечна сила з умови міцності за дотичними напруженнями балки

$$V_d = \frac{bI_y f_{v,d}}{S_y} = \frac{15 \cdot 10000 \cdot 0,108}{750} = 21,6 \text{ кН},$$

де  $I_y$  - момент інерції поперечного перерізу балки, що знаходиться за формулою



$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 20^3}{12} = 10000 \text{ см}^4;$$

$$f_{v,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,7 \frac{2,0}{1,3} = 1,08 \text{ МПа},$$

де  $f_{v,k} = 2,0 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини сколюванню вздовж волокон сосни та ялини, що наведені в табл. 6 для класу міцності C27;  $k_{\text{mod}}$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості, табл.4, табл. 8.1 [5] ;  $\gamma_M$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35, табл. 7.3 [5];  $S_y$  – статичний момент половини перерізу балки відносно осі Y, визначимо за формулою

$$S_y = \frac{A}{2} \cdot z = \frac{A}{2} \cdot \frac{h}{4} = \frac{15 \cdot 20 \cdot 20}{2 \cdot 4} = 750 \text{ см}^3.$$

Визначаємо допустиме погонне розрахункове граничне навантаження на балку з умови міцності за дотичними напруженнями

$$q_m = \frac{2V_d}{l} = \frac{2 \cdot 21,6}{450} = 0,096 \text{ кН / см} = 9,6 \text{ кН / м}.$$

Тоді допустиме погонне характеристичне навантаження на балку з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_{fm}$

$$q = \frac{q_m}{\gamma_{fm}} = \frac{9,6}{1,15} = 8,34 \text{ кН / м}.$$

3. Визначаємо допустиме експлуатаційне погонне навантаження на балку з умови жорсткості ( за другою групою граничних станів )



$$q_e = \frac{384 E_{0,mean} I_n}{5 l^3} \cdot \frac{f_u}{l} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l} \right)^2 \right] = \frac{384 \cdot 1150 \cdot 10000}{5 \cdot 450^3} \times \\ \times \frac{1}{250} \left[ 1 + 19,2 \left( \frac{20}{450} \right)^2 \right] = 0,0467 \text{ кН / см} = 4,67 \text{ кН / м},$$

де  $E_{0,mean} = 11500 \text{ МПа} = 1150 \text{ кН / см}^2$  - модуль пружності деревини сосни вздовж волокон класом міцності С27 табл. 6;  
 $\frac{w_{fin}}{l} = \frac{1}{250}$  - граничний відносний прогин балки, табл.12 або табл. 12.2 [5];  $l = 450 \text{ см}$  - проліт балки;  
 $c = 15,4 + 3,8\beta = 15,4 + 3,8 \cdot 1 = 19,2$  - коефіцієнт, який враховує вплив деформацій зсуву від поперечної сили (табл. 11).

Тоді допустиме погонне характеристичне навантаження на балку з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 1$

$$q = \frac{q_e}{\gamma_{fe}} = \frac{4,67}{1,0} = 4,67 \text{ кН / м}.$$

Отже, найменше допустиме погонне характеристичне навантаження на балку перекриття одержали з умови жорсткості і воно становить

$$q_{\min} = 4,67 \text{ кН / м}.$$

## 2.6. Розтягнуто-згинальні та стиснуто-згинальні елементи

При розрахунку розтягнуто-згинальних елементів повинні задовольнятися наступні умови:



$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1; \quad (2.24)$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1, \quad (2.25)$$

де  $\sigma_{t,0,d}$  – нормальні напруження за дії поздовжньої сили, визначається за (2.4);  $\sigma_{m,y,d}$  – нормальні напруження за дії згинального моменту при навантаженні кромки, визначаються за (2,15);  $\sigma_{m,z,d}$  – нормальні напруження за дії згинального моменту при навантаженні пласту, визначаються за (2,15);  $f_{t,0,d}$  – розрахунковий опір деревини розтягу вздовж волокон, визначається за (2.1);  $f_{m,y,d}, f_{m,z,d}$  – розрахункові опори деревини на згин визначаються за виразом (2,16);  $k_m$  – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі п. 11.6.2 [5].

Розрахунок позацентрово стиснутих та стиснуто-згинальних елементів починають з визначення відносної гнучкості  $\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}$  елемента відносно осей  $Y$  та  $Z$ :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad (2.26)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}. \quad (2.27)$$

Перевірку міцності та стійкості елементів елементів з деревини, що працюють на осьовий стиск зі згином слід виконувати:

при відносній гнучкості  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1; \quad (2.28)$$



при відносній гнучкості  $\lambda_{rel,y} > 0,3$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} \leq 1. \quad (2.29)$$

За осьового стиску з косим згином, якщо значення гнучкості  $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$  і  $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ , то напруження повинні задовольняти виразам

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1; \quad (2.30)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1. \quad (2.31)$$

За відносної гнучкості  $\lambda_{rel,y} > 0,3$  і  $\lambda_{rel,z} > 0,3$ , напруження повинні задовольняти виразам

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1; \quad (2.32)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z}f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} \leq 1. \quad (2.33)$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  – розрахункові напруження стиску деревини вздовж волокон;  $f_{c,0,d}$  – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон;  $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$  – розрахункові напруження згину відносно головних осей;  $f_{m,d}$  – розрахунковий опір згину відносно головних осей  $Y$  та  $Z$ ;  $k_m$  – коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі п. 11.6.2 [5];  $k_{c,y(c,z)}$  – коефіцієнт поздовжнього згину, що знаходять в залежності від гнучкості елемента і визначається за формулами



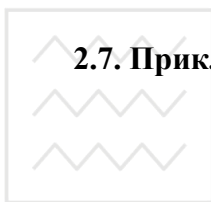
$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}; \quad (2.34)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}; \quad (2.35)$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2); \quad (2.36)$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2), \quad (2.37)$$

де  $\beta_c$  – коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини – 0,2; для клеєної деревини – 0,1.



## 2.7. Приклади розрахунку розтягнуто-згинальних та стиснуто-згинальних елементів

### Приклад 2.13

Перевірити міцність бруса з розмірами поперечного перерізу  $bh = 15 \cdot 15$  см, який завантажений граничною силою розтягу  $N_t = 100$  кН та поперечною силою  $F = 4$  кН, що прикладена посередині прольоту  $l = 3$  м (рис 2.5). Зовнішні навантаження – постійної та середньої тривалості. Брус виготовлений з сосни першого сорту і експлуатується за другого класу.

#### Розв'язок задачі

Згинальний момент, який діє на брус, визначиться за формулою

$$M_{d,y} = F \frac{l}{2} = 2 \cdot \frac{1,5}{2} = 1,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$





Площа поперечного перерізу складає -  $A_n = bh = 15 \cdot 15 = 225 \text{ см}^2$ , а момент опору поперечного перерізу бруса відносно осі  $Y$

$$W_{n,y} = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 15^2}{6} = 562,5 \text{ см}^3.$$

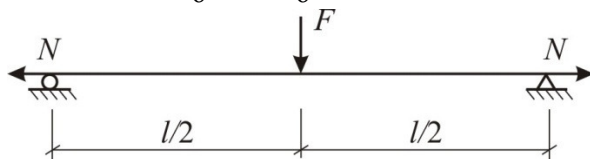


Рис. 2.5. Розрахункова схема до прикладу 2.13

Визначаємо напруження розтягу за формулою

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A_n} = \frac{100}{225} = 0,44 \text{ кН/см}^2 = 4,4 \text{ МПа}.$$

Визначаємо нормальні напруження за згину за виразом (2.15)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_{n,y}} = \frac{150}{562,5} = 0,27 \text{ кН/см}^2 = 2,2 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умову міцності (2,28)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,d}} = \frac{4,4}{9,8} + \frac{2,6}{16,6} + 0,7 \frac{0}{16,6} = 0,61 \leq 1,$$

де  $\sigma_{m,z,d} = 0$  - напруження  $M_{d,z} = 0$ ;  $f_{c,0,d}$  - розрахунковий опір згину сосни першого сорту визначається за (2,1)

$$f_{t,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{16}{1,3} = 9,8 \text{ МПа};$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{27}{1,3} = 16,6 \text{ МПа},$$

де  $f_{t,0,k} = 22 \text{ МПа}$ ,  $f_{m,k} = 27 \text{ МПа}$  - характеристичні значення опору деревини сосни та ялини за роботи на розтяг та згин



визначимо за виразами (2,1) та (2,16), враховуючи те, що найменший клас по міцності для першого сорту можемо прийняти виходячи з рекомендацій табл. 38, та за даними, які наведені в табл. 6 - це клас - C27;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та другого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5] ;  $\gamma_M = 1,3$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35 або табл. 7.3 [5].

Міцність бруса забезпечена.

### Приклад 2.14

Перевірити стійкість стиснуто-зігнутого стержня з шарнірним кріпленням кінців з розмірами поперечного перерізу  $bh = 150 \cdot 200 \text{ мм}$ , довжиною  $l = 480 \text{ см}$ . Розрахункове граничне стискаюче зусилля від постійних навантажень, що діє на стержень  $N_c = 108 \text{ кН}$ , а розрахункове короткотривале рівномірно-розподілене поперечне навантаження  $q_m = 1,6 \text{ кН/м}$ . Конструкція виготовлена з сосни 1 сорту і експлуатується в умовах класу 2.

#### *Розв'язок задачі:*

Розрахунковий опір деревини сосни 1 сорту за роботи на стиск та згин визначимо за виразами (2,1) та (2,16), враховуючи те, що найменший клас по міцності для першого сорту можемо прийняти виходячи з рекомендацій табл. 38 і він буде C27:

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,9 \frac{22}{1,3} = 15,2 \text{ МПа};$$

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,9 \frac{27}{1,3} = 18,7 \text{ МПа},$$



де  $f_{c,0,k} = 22 \text{ МПа}$ ,  $f_{m,k} = 27 \text{ МПа}$  – характеристичні значення опору деревини хвойних порід стиску та згину, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та другого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35 або табл.7.3 [5].

Визначаємо відносні гнучкості  $\lambda_{rel,y}$ ,  $\lambda_{rel,z}$  елемента відносно осей  $Y$  та  $Z$ :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{83}{3,14} \sqrt{\frac{27}{7667}} = 1,51;$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{110}{3,14} \sqrt{\frac{27}{7667}} = 2,00.$$

Радіус інерції поперечного перерізу стержня відносно осей

$$i_y = 0,29h = 0,29 \cdot 20 = 5,8 \text{ см};$$

$$i_z = 0,29h = 0,29 \cdot 15 = 4,35 \text{ см}.$$

Розрахункова довжина стержня

$$l_0 = \mu l = 1 \cdot 480 = 480 \text{ см},$$

де  $\mu = 1$  - за шарнірно закріплених кінців стержня.

Гнучкість  $\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{480}{5,8} = 83;$

$$\lambda_z = \frac{l_0}{i_z} = \frac{480}{4,35} = 110.$$

5% квантіль модуля пружності визначимо

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} E_{0,mean} = \frac{2}{3} \cdot 11500 = 7667 \text{ МПа},$$

де  $E_{0,mean} = 11500 \text{ МПа}$  - модуль пружності деревини класу С27 за табл. 6.



Так як, значення гнучкості  $\lambda_{rel,y} > 0,3$  і  $\lambda_{rel,z} > 0,3$ , то перевіряємо чи напруження задовольняють виразу (2.29)

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y}f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,d}} = \frac{3,6}{0,35 \cdot 15,2} + \frac{9,0}{18,7} = 1,15 > 1;$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  – розрахункові напруження стиску деревини вздовж волокон;  $f_{c,0,d}$  – розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон;  $\sigma_{m,y,d}$  – розрахункові напруження згину відносно головних осей;  $f_{m,d}$  – розрахунковий опір згину відносно головних осей  $Y$  та  $Z$ ;  $k_{c,y(c,z)}$  – коефіцієнт поздовжнього згину, що знаходять в залежності від гнучкості елемента і визначається за формулами (2.7) – (2.10)

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,82 + \sqrt{1,82^2 - 1,51^2}} = 0,35;$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,2(1,51 - 0,3) + 1,51^2) = 1,82$$

$\beta_c$  – коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини – 0,2; для клеєної деревини – 0,1.

Розрахунковий максимальний згинаючий момент, що виникає в стержні від поперечного навантаження

$$M_{d,y} = \frac{q_m l^2}{8} = \frac{1,6 \cdot 4,8^2}{8} = 4,61 \text{ кНм.}$$

Визначимо геометричні характеристики поперечного перерізу стержня.

Площа поперечного перерізу позацентровано стиснутого стержня

$$A = bh = 15 \cdot 20 = 300 \text{ см}^2.$$

Момент опору поперечного перерізу



$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \cdot 20^2}{6} = 1000 \text{ см}^3.$$

Визначаємо напруження в стержні:  
від повздовжньої сили

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A_n} = \frac{108}{300} = 0,36 \text{ кН / см}^2 = 3,6 \text{ МПа};$$

від згинаючого моменту

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{d,y}}{W_y} = \frac{902}{1000} = 0,90 \text{ кН / см}^2 = 9,0 \text{ МПа}.$$

Із-за відсутності моменту  $M_{d,z}$  розрахункові напруження  
згину відносно головних осей  $\sigma_{m,z,d} = 0$ .

Виходячи з перевірки, стійкість елемента не забезпечена.

### Приклад 2.15

Підібрати стержень клеєфанерної колони довжиною  $H = 900 \text{ см}$ , один кінець якої защемлений, а другий вільний. Дерев'яний елемент експлуатується в умовах експлуатаційного класу 2 та розкріплений на одній четвертій довжини із площини дії моменту трьома розпірками. За даними статичного розрахунку рами на стояк діють розрахункові граничні зусилля для розрахунку колони  $M_m = 60,23 \text{ кНм}$ ,  $N_m = N_{m,g} + N_{m,s} = 31,17 + 37,4 = 68,57 \text{ кН}$ ,  $V_m = 5,85 \text{ кН}$ , для розрахунку кріплення колони до фундаментів  $M_{m1} = 67,11 \text{ кНм}$ ,  $N_{m,g} = 31,17 \text{ кН}$ , які виникають від постійних та змінних навантажень.

*Розв'язок задачі:*

Приймаємо колону (рис. 2.6) із соснових дошок другого сорту товщиною 40 мм за сортаментом (після стругання -



34 мм) та березової водостійкої фанери марки F40/30 E60/40.

Клей для склеювання стояка приймаємо водостійкий фенольно-резорциновий марки ФРФ-50.

Попередньо переріз колони приймаємо, виходячи з умови, що висота її поперечного перерізу повинна бути в межах

$$h \approx \left( \frac{1}{10} \dots \frac{1}{20} \right) H,$$

$$h = \frac{1}{15} \cdot 900 = 60 \text{ см.}$$

Необхідний момент опору поперечного перерізу, виходячи з діючих зусиль,

$$W_{nec} = \frac{M_m}{f_{t,0,d}} = \frac{6023}{1,296} = 4645 \text{ см}^3,$$

де  $f_{t,0,d}$  - розрахунковий опір деревини розтягу вздовж волокон, який визначиться

$$f_{t,0,d} = k_{mod} \frac{f_{t,0,k}}{\gamma_M} = 0,9 \frac{18}{1,25} = 12,96 \text{ МПа} = 1,296 \text{ кН/см}^2,$$

де  $k_{mod} = 0,9$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для другого експлуатаційного класу з урахуванням дії постійних, снігових та вітрових навантажень (табл. 4 або табл. 8.1 [5]);  $f_{t,0,k} = 18 \text{ МПа}$  - характеристичний опір розтягу деревини другого сорту класу міцності С30 (один із поясів може розтягуватися при дії згинаючого моменту і враховуючи те, що найменший клас по міцності для другого сорту можемо прийняти виходячи з рекомендацій табл. 38 для клеєних багат шарових елементів - це С24) за табл.6;  $\gamma_M = 1,25$  - коефіцієнт надійності характеристик матеріалу - дощатоклеєної деревини (табл.35, табл. 7.3 [5]).

Необхідний момент інерції поперечного перерізу

$$I_{y, nec} = W_{nec} \frac{h}{2} = 4645 \frac{60}{2} = 139350 \text{ см}^4.$$

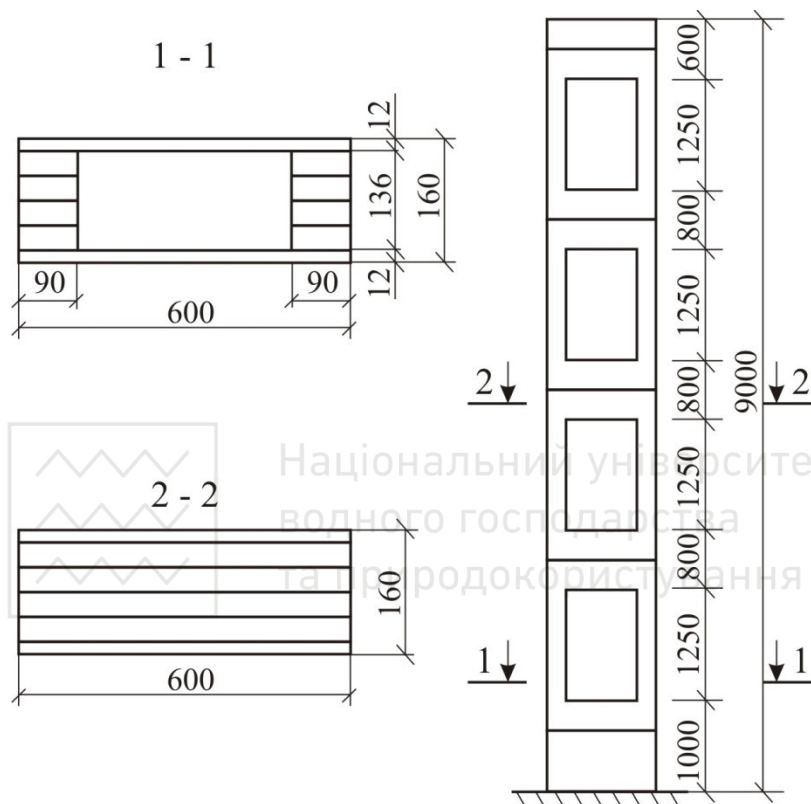


Рис. 2.6. До розрахунку клеєфанерної колони

Задаємося товщиною фанери  $t_w = 12$  мм, виходячи з сортаменту (табл. 2). За умови  $I_{y, nec} = I_{y, f} + I_{y, w}$  знаходимо необхідний момент інерції поясу



$$I_{y, f} = I_{y, nec} - I_{y, w} = I_{y, nec} - \frac{\sum t_w h^3}{12} \cdot \frac{E_{mean, w}}{E_{mean, f}} = 139350 -$$

$$- \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 60^3}{12} \cdot \frac{4000}{12000} = 190620 - 14400 = 176220 \text{ см}^4,$$

де  $I_{y, w}$  - момент інерції стінки відносно нейтральної осі;  
 $E_{mean, w} = 4000 \text{ МПа}$  - модуль пружності фанери марки F40/30  
Е60/40 поперек волокон зовнішніх шарів (табл. 27);  
 $E_{mean, f} = 12000 \text{ МПа}$  - модуль пружності деревини вздовж  
волокон для класу міцності деревини С30 (табл. 6).

В той же час момент інерції поясу відносно нейтральної осі

$$I_{y, f} = I_f + A_f \left( \frac{h}{2} \right)^2,$$

де  $I_f$  - власний момент інерції поясу;  $A_f$  - площа  
поперечного перерізу поясу.

Нехтуючи власним моментом інерції, знайдемо необхідну  
площу поясу

$$A_{f, nec} = \frac{I_{y, f}}{2 \cdot \left( \frac{h}{2} \right)^2} = \frac{176220}{2 \cdot \left( \frac{60}{2} \right)^2} = \frac{176220}{1800} = 97,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо ширину дощок поясу 100 мм (табл. 1 ), після  
фрезерування однієї торцевої сторони дощок ( табл. 25) та  
кінцевого торцевого фрезерування колони  $b_f = 90 \text{ мм}$ .

Визначаємо необхідну товщину дощок поясу

$$\sum t_{f, nec} = \frac{A_{f, nec}}{b_f} = \frac{97,9}{9} = 10,87 \text{ см}.$$

Приймаємо пояси із чотирьох дощок 90×34 мм після  
стружки та фрезерування

$$\sum t_f = 4 \cdot 34 = 136 \text{ мм} \geq \sum t_{f, nec} = 108,7 \text{ мм}.$$





Перевірку колони проводимо в перерізі 1-1 (рис. 2.6).

Визначаємо зведену висоту колони

$$h'_{red} = h\sqrt[3]{k_j} = 60\sqrt[3]{0,88} = 57,8 \text{ см},$$

де  $k_j$  - коефіцієнт жорсткості, який знаходимо за формулою

$$k_j = 0,2 + 0,8 \frac{h_0}{h} = 0,2 + 0,8 \frac{51}{60} = 0,88;$$

$$h_0 = h - \frac{2h_f}{2} = 60 - \frac{2 \cdot 9}{2} = 51 \text{ см}.$$

Зведена висота поперечного перерізу колони

$$h_{red} = \frac{h'_{red} H}{l_0} = \frac{h'_{red} H}{\mu l} = \frac{57,8 \cdot 900}{2,2 \cdot 900} = 26,3 \text{ см},$$

де  $\mu = 2,2$  - коефіцієнт, який залежить від закріплення стержня.

Геометричні характеристики зведеного поперечного перерізу в перетині 1-1 за умови дії змінних навантажень:

Площа перерізу

$$A_{red} = 2 \left( \sum t_f b_f \right) + \frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \sum t_w h = 2(4 \cdot 3,4 \cdot 9) + \frac{4000}{12000} \times \\ \times \frac{1 + 1 \cdot 0,8}{1 + 1 \cdot 1} \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 60 = 288 \text{ см}^2;$$

де  $E_{mean,f} = 12000 \text{ МПа}$  - модуль пружності деревини класу

С30 за табл. 6;  $E_{mean,w} = 4000 \text{ МПа}$  - модуль пружності фанери

марки F40/30 E60/40 за табл. 27;  $k_{def,f} = 0,8, k_{def,w} = 1$  -

коефіцієнти для оцінки деформацій повзучості з урахуванням відповідного експлуатаційного класу (табл. 4);  $\psi_{2,i} = 1,0$  -

коефіцієнт квазіпостійної величини навантаження;

момент інерції



$$I_{red} = 2 \left[ \frac{t_f b_f^3}{12} + \sum t_f b_f \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + \frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \cdot 2 \frac{t_w h_{red}^3}{12} =$$

$$= 2 \left[ \frac{13,6 \cdot 9^3}{12} + 13,6 \cdot 9 \left( \frac{51}{2} \right)^2 \right] + \frac{4000}{12000} \cdot \frac{1 + 1 \cdot 0,8}{1 + 1 \cdot 1} \cdot 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 26,3^3}{12} =$$

$$= 161923 \text{ см}^4;$$

радіус інерції

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{161923}{288}} = 23,7 \text{ см.}$$

Гнучкість у площині рами

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_{red}} = \frac{\mu H}{i_{red}} = \frac{2,2 \cdot 900}{23,7} = 84 < 120.$$

Гнучкість з площини рами (колону розкріплюємо трьома розпірками) або гнучкість колони

$$\lambda_z = \frac{l_{0z}}{i_z} = \frac{\mu_0 0,25 H}{i_z} = \frac{1 \cdot 0,25 \cdot 900}{2,28} = 99,$$

Перевіряємо прийнятий переріз.

Розрахунок позацентрово стиснутих та стиснуто-згинальних елементів починаємо з визначення відносної гнучкості  $\lambda_{rel,y}, \lambda_{rel,z}$  елемента відносно осей  $Y$  та  $Z$ :

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{84}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 1,43;$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{99}{3,14} \sqrt{\frac{23}{8000}} = 1,68.$$

5% квантиль модуля пружності визначимо

$$E_{0,05} = \frac{2}{3} E_{mean,f} = \frac{2}{3} \cdot 12000 = 7667 \text{ МПа},$$



де  $E_{mean,c} = 12000 \text{ МПа}$  - модуль пружності деревини класу

С30 за табл. 6. За відносної гнучкості  $\lambda_{rel,y} > 0,3$  і  $\lambda_{rel,z} > 0,3$ , напруження повинні задовольняти виразам

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{2,38}{0,44 \cdot 16,56} + \frac{11,2}{21,6} + 1 \frac{0}{21,6} = 0,84 < 1;$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{2,38}{0,33 \cdot 16,56} + 1 \frac{11,2}{21,6} + \frac{0}{21,6} = 0,95 < 1,$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  - розрахункове напруження стиску деревини вздовж волокон;  $f_{c,0,d} = 16,56 \text{ МПа}$  - розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон;  $\sigma_{m,y,d}, \sigma_{m,z,d}$  - розрахункові напруження згину відносно головних осей;  $f_{m,0,d}$  - розрахунковий опір згину відносно головних осей  $Y$  та  $Z$ ;  $k_m = 1$  - коефіцієнт, що враховує перерозподіл напружень і вплив неоднорідності матеріалу в поперечному перерізі п. 11.6.2 [5];  $k_{c,y(c,z)}$  - коефіцієнт поздовжнього згину, що знаходять в залежності від гнучкості елемента і визначається

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,58 + \sqrt{1,58^2 - 1,43^2}} = 0,44;$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{1,98 + \sqrt{1,98^2 - 1,68^2}} = 0,33;$$

$$k_y = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,1(1,43 - 0,3) + 1,43^2) = 1,58;$$

$$k_z = 0,5(1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2) = 0,5(1 + 0,1(1,68 - 0,3) + 1,68^2) = 1,98$$

$\beta_c$  - коефіцієнт для елементів у межах прямолінійності приймається рівним: для суцільної деревини - 0,2; для клеєної деревини - 0,1.



## Визначаємо розрахункові опори

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} k_h k_{lam} = 0,9 \frac{23}{1,25} 1 \cdot 1 = 16,56 \text{ МПа};$$

$$f_{m,y,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} k_h k_{lam} = 0,9 \frac{30}{1,25} 1 \cdot 1 = 21,6 \text{ МПа},$$

де  $k_h = 1$  - коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив розмірів поперечного перерізу (табл. 22);  $k_{lam} = 1$  - коефіцієнт умов роботи, що враховує товщину шарів дощок, які склеюються (табл. 23);  $f_{c,0,k} = 23 \text{ МПа}$ ,  $f_{m,k} = 30 \text{ МПа}$  - характеристичні значення опору деревини сосни та ялини стиску та згину, що наведені в табл. 6, для класу деревини С30;  $k_{\text{mod}} = 0,9$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та другого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,25$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35 або табл. 7.3 [5].

## ПЕРЕВІРКА:

$$W_{ef} = 2 \frac{I_{y,red}}{h} = 2 \frac{161923}{60} = 5397 \text{ см}^3;$$

$$\begin{aligned} I_{y,red} &= 2 \left[ \frac{t_f b_f^3}{12} + \sum t_f b_f \left( \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + \frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{def,f}}{1 + \psi_{2,i} k_{def,w}} \cdot 2 \frac{t_w h_{red}^3}{12} = \\ &= 2 \left[ \frac{13,6 \cdot 9^3}{12} + 13,6 \cdot 9 \left( \frac{51}{2} \right)^2 \right] + \frac{4000}{12000} \cdot \frac{1 + 1 \cdot 0,8}{1 + 1 \cdot 1} \cdot 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 26,3^3}{12} = \\ &= 161923 \text{ см}^4; \end{aligned}$$



$$i_z = \sqrt{\frac{I_{z, red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{1504}{288}} = 2,28 \text{ см};$$

$$\begin{aligned} I_{z, red} &= 2 \left( \frac{b_f \sum t_f^3}{12} + \left( \frac{E_{mean, w}}{E_{mean, f}} \cdot \frac{h_{red} t_w^3}{12} + \frac{E_{mean, w}}{E_{mean, f}} \cdot t_w h_{red} Y_1^2 \right) \frac{1 + \psi_{2, i} k_{def, w}}{1 + \psi_{2, i} k_{def, f}} \right) = \\ &= 2 \left( \frac{9 \cdot (4 \cdot 3,4)^3}{12} + \left( \frac{4000}{12000} \cdot \frac{26,3 \cdot 1,2^3}{12} + \frac{4000}{12000} \cdot 1,2 \cdot 26,3 \cdot 7,4^2 \right) \frac{1 + 1 \cdot 0,8}{1 + 1 \cdot 1} \right) = \\ &= 1504 \text{ см}^4; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Y_1 &= \frac{b}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{\sum t_f + 2t_w}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{4 \cdot 3,4 + 2 \cdot 1,2}{2} - \\ &- \frac{1,2}{2} = 7,4 \text{ см}; \end{aligned}$$

$$\sigma_{c, 0, d} = \frac{N_c}{A_{red}} = \frac{68,57}{288} = 0,238 \text{ кН/см}^2 = 2,38 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{m, y, d} = \frac{M_m}{W_{ef}} = \frac{6023}{5397} = 1,12 \text{ кН/см}^2 = 11,2 \text{ МПа}.$$

Умова виконується.

Перевіримо колону на втрату стійкості при плоскій формі деформування. Визначимо гнучкість колони

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{H}{i_{red}} = \frac{900}{22,2} = 40,5.$$

Коефіцієнт

$$\begin{aligned} \xi &= 1 - \frac{\lambda_y^2 N}{3000 A_{red} f_{c, 0, d} k_h k_{lam}} = \\ &= 1 - \frac{40,5^2 \cdot 68,57}{3000 \cdot 288 \cdot 1,656 \cdot 0,96 \cdot 1} = 0,91; \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} & \frac{N_m}{A_{red} \varphi' f_{c,0,d} k_h k_{lam}} + \left( \frac{M_m}{\xi W_{ef} \varphi'_l f_{m,0,d} k_h k_{lam}} \right)^2 = \\ & = \frac{68,57}{288 \cdot 1,57 \cdot 1,656 \cdot 0,96 \cdot 1} + \\ & + \left( \frac{6023}{0,67 \cdot 5397 \cdot 1,92 \cdot 1,656 \cdot 0,96 \cdot 1} \right)^2 = 0,39 < 1, \end{aligned}$$

$$\text{де } \varphi' = \frac{3000}{\lambda_z^2} \left( 0,75 + 0,06 \frac{l_{0z}^2}{h_{red}^2} \right) = \frac{3000}{99^2} \left( 0,75 + 0,06 \frac{225^2}{26,3^2} \right) = 1,57;$$

$$\varphi'_l = \varphi' \left( 1,75 \frac{h_{red}}{l_{0y}} + 0,14 \frac{l_{0z}}{h_{red}} \right) = 1,57 \left( 1,75 \frac{26,3}{1980} + 0,14 \frac{225}{26,3} \right) = 1,92.$$

Стійкість за плоскої форми деформування забезпечена.  
Перевіряємо міцність фанерної стінки на зріз за умовою

$$\begin{aligned} \tau_{v,w} &= \frac{V_m S_{red,w}}{I_{red,w} \sum t_w} = \frac{5,85 \cdot 11484}{358074 \cdot 2 \cdot 1,2} = 0,078 \text{ кН / см}^2 = \\ &= 0,78 \text{ МПа} < f_{v,w,d} = 1,65 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

де  $S_{red, \phi}$  - статичний момент половини перерізу фанерної стінки та поясу, який визначиться за формулою

$$\begin{aligned} S_{red, w} &= S_w + S_f \frac{E_{mean, f}}{E_{mean, w}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{def, w}}{1 + \psi_{2,i} k_{def, f}} = 2 \frac{t_w h^2}{8} + \sum t_f b_f \frac{h - h_f}{2} \times \\ &\times \frac{E_{mean, f}}{E_{mean, w}} \cdot \frac{1 + \psi_2 k_{def, w}}{1 + \psi_2 k_{def, f}} = 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 60^2}{8} + 13,6 \cdot 9 \cdot \frac{60 - 9}{2} \cdot \frac{12000}{4000} \times \\ &\times \frac{1 + 1 \cdot 1}{1 + 1 \cdot 0,8} = 11484 \text{ см}^3; \end{aligned}$$

$f_{v,w,d}$  - розрахунковий опір фанери ФСФ на зріз (зсув)  
визначимо за формулою



$$f_{v,w,d} = k_{\text{mod}} k_{\text{sys}} \frac{f_{v,w,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot 1 \frac{2,2}{1,2} = 1,65 \text{ МПа},$$

де  $f_{v,w,k} = 2,2 \text{ МПа}$  - характеристичний опір фанери марки F40/30 E60/40 зсуву (табл. 27);  $k_{\text{mod}} = 0,9$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для другого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,2$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл.35 або табл. 7.3 [5];  $k_{\text{sys}} = 1,0$  - коефіцієнт конструктивної міцності системи (п. 11.6. [5]).

Момент інерції приведений до фанерної стінки

$$\begin{aligned} I_{\text{red}, w} &= I_w + I_f \frac{E_{\text{mean}, f}}{E_{\text{mean}, w}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, w}}{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, f}} = 2 \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b_f [h^3 - (h - 2h_f)^3]}{12} \times \\ &\times \frac{E_{\text{mean}, f}}{E_{\text{mean}, w}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, w}}{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, f}} = 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 60^3}{12} + \frac{4 \cdot 3,4 \cdot [60^3 - (60 - 9)^3]}{12} \cdot \frac{12000}{4000} \times \\ &\times \frac{1 + 1 \cdot 1}{1 + 1 \cdot 0,8} = 358074 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

Міцність фанерної стінки на зріз забезпечена.

Перевіримо міцність фанерної стінки на головні напруження розтягу за формулою

$$\sigma_{t,w,d} = -\frac{\sigma_w}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_w}{2}\right)^2 + \tau_w^2} \leq f_{t,w,d},$$

де напруження згину на рівні внутрішньої **крайки** стиснутого поясу  $\sigma_w$  визначиться із умови

$$\sigma_w = \frac{M_m Y}{I_{\text{red}, w}} = \frac{6023 \cdot \left(\frac{60}{2} - 9\right)}{358074} = 0,35 \text{ кН / см}^2;$$

дотичне напруження на рівні внутрішньої **крайки** стиснутого поясу  $\tau_w$  за формулою



$$\tau_w = \frac{V_m S_{red,w}}{I_{red,w} \sum t_w} = \frac{5,85 \cdot 11484}{358074 \cdot 2 \cdot 1,2} = 0,078 \text{ кН / см}^2.$$

Тоді

$$\sigma_{t,w,d} = -\frac{0,35}{2} + \sqrt{\left(\frac{0,35}{2}\right)^2 + 0,078^2} = 0,017 \text{ кН / см}^2 =$$

$$= 0,17 \text{ МПа} < f_{t,w,d} = 21,75 \text{ МПа},$$

де  $f_{pt,45^\circ,d} = 4,5 \text{ МПа} = 0,45 \text{ кН / см}^2$  - розрахунковий опір розтягу в площині листа фанери, визначимо

$$f_{t,w,d} = k_{mod} \frac{f_{t,w,k}}{\gamma_M} = 0,9 \frac{29}{1,2} = 21,75 \text{ МПа},$$

де  $f_{t,w,k} = 29 \text{ МПа}$  - характеристичний опір фанери марки F40/30 E60/40 розтягу встановлюємо за табл. 27.

Умова виконується, тому міцність фанерної стінки забезпечена.

Перевіряємо фанерну стінку на втрату стійкості із площини без урахування поздовжньої сили, що сприймається поясами. Відстань між ребрами жорсткості  $a = 125 \text{ см}$ . Перевіримо відношення

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{60 - 2 \cdot 9}{1,2} = 35 < 50.$$

Оскільки  $\frac{h_w}{t_w} < 50$ , то перевірку на місцеву стійкість не

проводимо тому, що стійкість фанерної стінки із площини забезпечено конструктивними заходами.

Розрахунок клеєних з'єднань до даного прикладу наведений у прикладі 3.6.

Розрахунок кріплення колони до фундаменту до даного прикладу наведений у прикладі 3.3.





## 2.8. Розрахунок елементів на сколювання та стиск під кутом

Сколювання може виникати вздовж і поперек волокон та під кутом до них.

Розрахунок на сколювання здійснюють за міцністю, виходячи із умови

$$\tau_d = \frac{N_d}{A_{v,d}} \leq f_{v,d}, \quad (2.38)$$

де  $\tau_d$  - розрахункові напруження зсуву;  $f_{v,d}$  - розрахунковий опір деревини сколюванню;  $A_{v,d}$  - площа сколювання.

Розрахунок елементів, які працюють на стиск під кутом, розраховують на міцність

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_{c,d}}{A_{c,d}} \leq f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}, \quad (2.39)$$

де  $N_{c,d}$  - розрахункове зусилля зминання;  $A_{c,d}$  - площа зминання;  $f_{c,0,d}$  - розрахунковий опір деревини стиску вздовж волокон;  $f_{c,90,d}$  - розрахунковий опір деревини стиску поперек волокон;  $k_{c,90}$  - коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання та ступінь стискаючих деформацій.

## 2.9. Приклади розрахунку елементів на зминання та сколювання

### Приклад 2.16

Підібрати дерев'яну вкладку лобового упора опорного вузла дерев'яної ферми (рис. 2.7).



Зусилля від постійних та середньо тривалих навантажень, що діє у верхньому поясі ферми,  $N_c = 260 \text{ кН}$  сприймається поперечним перерізом  $hb = 175 \cdot 225 \text{ мм}$ . Верхній і нижній пояси ферми сходяться у вузлі під кутом  $\alpha = 36^\circ$ . Конструкція експлуатується в опалювальному приміщенні за волоості до 65%.

### *Розв'язок задачі:*

Визначимо площу стиску (зминання) дерев'яної вкладки лобового упора

$$A_c = bh = 22,5 \cdot 17,5 = 373,75 \text{ см}^2.$$

Знаходимо напруження, що виникає при роботі дерев'яної вкладки на зминання,

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{N_c}{A_c} = \frac{325}{373,75} = 0,87 \text{ кН / см}^2 = 8,7 \text{ МПа}.$$

Конструкція працює за експлуатаційного класу 1. Попередньо приймаємо, що дерев'яна вкладка виготовлена із хвойних порід першого сорту. Перевіряємо міцність вкладки, яка працює на стиск (зминання) під кутом  $36^\circ$ .

$$\begin{aligned} \sigma_{c,\alpha,d} = 8,7 \text{ МПа} > f_{c,\alpha,d} &= \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \\ &= \frac{15,38}{\frac{15,38}{1 \cdot 1,72} 0,588^2 + 0,809^2} = 4,11 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

де  $f_{c,0,d} = 15,38 \text{ МПа} = 1,538 \text{ кН / см}^2$  - розрахунковий опір стиску (зминанню) деревини хвойних порід першого сорту вздовж волокон ( за рекомендаціями табл. 38 приймаємо клас міцності деревини С35, що є не менше рекомендованого класу С30) та визначається за формулою (2.1)



$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{25}{1,3} = 15,38 \text{ МПа},$$

тут  $f_{c,0,k} = 25 \text{ МПа} = 2,5 \text{ кН/см}^2$  - характеристичний опір стиску (зминанню) деревини сосни першого сорту вздовж волокон за табл. 6 для класу С35.

Розрахунковий опір деревини стиску поперек волокон

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{2,8}{1,3} = 1,72 \text{ МПа};$$

$$\sin \alpha = \sin 36^\circ = 0,588, \cos \alpha = \cos 36^\circ = 0,809;$$

$k_{c,90} = 1$  - коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання та ступінь стискаючих деформацій;  $f_{c,90,k} = 2,8 \text{ МПа}$  - характеристичні значення опору деревини хвойних порід стиску поперек волокон, що наведені в табл. 6 ;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та другого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5] ;  $\gamma_M = 1,3$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35 або табл. 7.3 [5].

Оскільки напруження стиску під кутом перевищують розрахункові значення, то необхідно прийняти для виготовлення вкладки більш міцну деревину, наприклад, граба.

Розрахунковий опір стиску (зминанню) деревини твердих листяних порід (граба) першого сорту вздовж волокон

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{32}{1,3} = 19,69 \text{ МПа},$$

тут  $f_{c,0,k} = 32 \text{ МПа} = 3,2 \text{ кН/см}^2$  - характеристичний опір стиску (зминанню) деревини класу міцності D60 твердих лист'яних порід першого сорту вздовж волокон за табл. 7.

Розрахунковий опір стиску (змінанню) деревини класу D60  
поперек волокон

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{10,5}{1,3} = 6,46 \text{ МПа};$$

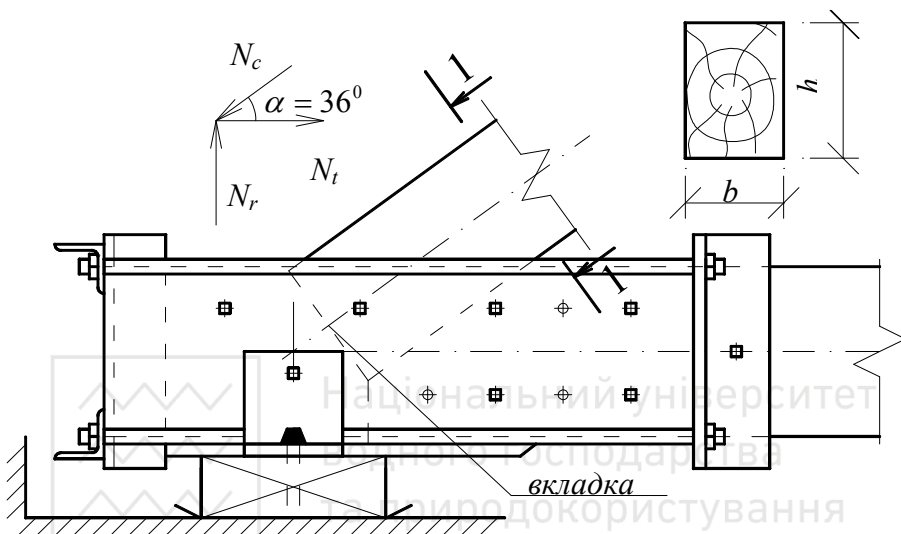


Рис. 2.7. Опорний вузол ферми.

де  $f_{c,90,k} = 10,5 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини листв'яних порід класу міцності D60 за стиску поперек волокон, що наведені в табл. 7 ;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та другого класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5] ;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35 або табл. 7.3 [5].

Перевіряємо міцність вкладки, яка працює на стиск (змінання) під кутом  $36^\circ$ .



$$\begin{aligned}\sigma_{c,\alpha,d} &= 8,7 \text{ МПа} < f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90} f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} = \\ &= \frac{19,69}{\frac{19,69}{1 \cdot 6,46} 0,588^2 + 0,809^2} = 11,52 \text{ МПа},\end{aligned}$$

Умова виконується, отже вкладки лобового упора приймаємо з деревини твердих листв'яних порід з класом міцності D60.

### Приклад 2.17

Знайти ширину обв'язочного бруса каркасу дерев'яної будівлі із умови зминання поперек волокон деревини в опорній площині клеєної дощатої балки шириною  $b_0 = 225 \text{ мм}$ , виготовленої з сосни. Розрахункова опорна реакція  $F_r = 85 \text{ кН}$  від дії постійного і середньо-тривалого навантаження. Конструкція експлуатується за другого класу експлуатації.

#### *Розв'язок задачі:*

Для виготовлення обв'язочного бруса приймаємо деревину з хвойних порід першого сорту. Враховуючи те, що клас по міцності для першого сорту можемо прийняти не менше С27 виходячи з рекомендацій табл. 38, то приймемо С35. Тоді розрахунковий опір зминанню поперек волокон

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \frac{2,8}{1,3} = 1,72 \text{ МПа},$$

де  $f_{c,90,k} = 2,8 \text{ МПа}$  – характеристичні значення опору деревини стиску поперек волокон за класу міцності С35, що наведені в табл. 6 ;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для



першого сорту та другого класу експлуатації (табл. 4);

$\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35 або табл. 7.3 [5].

Знаходимо ширину обв'язочного бруса

$$b = \frac{F_r}{b_c f_{c,90} k_{c,90}} = \frac{85}{22,5 \cdot 0,172 \cdot 1} = 22,0 \text{ см},$$

де  $b_\delta = b_c = 22,5 \text{ см}$ .

Приймаємо брус  $h \cdot b = 175 \times 225 \text{ мм}$ .

## 2.10. Задачі для самостійного виконання

### Задача 2.1

Підібрати поперечний переріз розтягнутого розкосу дерев'яної брущатої ферми, який послаблений отвором для болта  $\varnothing 20 \text{ мм}$ . Розрахункова гранична розтягуюча сила від постійного та снігового навантаження  $N_m = 115 \text{ кН}$ . Елемент виготовлений з ялини 1-го сорту, яка працює за експлуатаційного класу 2.

### Задача 2.2

Перевірити несучу здатність нижнього поясу ферми із брусів поперечним перерізом  $150 \times 100 \text{ мм}$  виготовленої з деревини листяних порід класу D24 при величині зусилля  $F_m = 60 \text{ кН}$  від постійного та снігового навантаження та вологості деревини 14%. Пояс послаблений отворами під чотири болти діаметром 18 мм. Болти встановлені в два ряди на відстані 150 мм. Тимчасова конструкція працює за третього експлуатаційного класу.



### Задача 2.3

Підібрати поперечний переріз розтягнутого розкосу дерев'яної брусчатої ферми, який послаблений отвором для болта  $\varnothing 16$  мм. Розрахункова гранична сила від постійного та снігового навантаження, що розтягує розкіс  $N_m = 155$  кН. Елемент виготовлений з деревини хвойних порід 1-го сорту, який працює за експлуатаційного класу 2.

### Задача 2.4

Підібрати поперечний переріз розтягнутого елементу дерев'яного тяжа, який послаблений отвором для болта  $\varnothing 20$  мм. Розрахункова гранична сила від постійного та короткочасного навантажень, що розтягує тяж  $N_m = 85$  кН. Елемент виготовлений з деревини хвойних порід 1-го сорту, яка працює за експлуатаційного класу 3.

### Задача 2.5

Перевірити міцність дерев'яного елементу перерізом  $125 \times 150$  мм, що працює на розтяг, який послаблений двома отворами під болти  $\varnothing 24$  мм по осі елементу на відстані 190 мм між центрами отворів. Сила, що розтягує елемент  $N_m = 129$  кН виникає від постійних навантажень. Елемент виготовлений із деревини хвойних порід 1-го сорту і працює всередині неопалювального приміщення.

### Задача 2.6

Визначити несучу здатність розтягнутого розкосу дерев'яної брусчатої ферми, яка працює всередині неопалювального приміщення, з поперечним перерізом  $ab = 100 \cdot 100$  мм. Розкос виготовлений з деревини хвойних



Ферма сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.7

Перевірити несучу здатність нижнього поясу ферми із брусів поперечним перерізом  $125 \times 175 \text{ мм}$  при величині зусилля  $N_m = 55 \text{ кН}$  та вологості деревини 13%. Пояс послаблений чотирма отворами під болти діаметром  $d = 20 \text{ мм}$ . Болти встановлені в два ряди на відстані 180 мм. Конструкція експлуатується всередині приміщення, що опалюється, за вологості не вище 65%. Ферма сприймає постійні та снігові навантаження і виготовлена з деревини хвойних порід.

### Задача 2.8

Визначити несучу здатність розтягнутого розкосу дерев'яної брусчастої ферми, яка працює всередині приміщення, що опалюється, з вологостю не вище 85%, з поперечним перерізом  $150 \times 150 \text{ мм}$ . Розкос виготовлений з деревини хвойних порід 1-го сорту.

### Задача 2.9

Підібрати поперечний переріз розтягнутого розкосу дерев'яної брусчастої ферми, який послаблений отвором для болта  $\varnothing 24 \text{ мм}$ . Розрахункова гранична сила, що розтягує розкіс  $N_m = 150 \text{ кН}$ . Елемент виготовлений з деревини хвойних порід 1-го сорту. Ферма працює за третього експлуатаційного класу і сприймає постійні та снігові навантаження.





### Задача 2.10

Визначити несучу здатність розтягнутого розкоса (поперечним перерізом  $bh = 100 \cdot 125 \text{ мм}$ ) дерев'яної брущатої ферми, яка розміщена всередині приміщення, що не опалюється. Розкос послаблений двома отворами по осі розкосу під болти діаметром 16 мм з кроком 120 мм. Розкос виготовлений з деревини хвойних порід 1-го сорту. Ферма сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.11

Перевірити міцність і стійкість стиснутого стержня, що послаблений посередині двома отворами для болтів  $d = 16 \text{ мм}$ , розташованими по осі елемента на відстані 190 мм. Поперечний переріз стержня  $bh = 175 \cdot 150 \text{ мм}$ , довжина елемента 2500 мм. Кріплення кінців - шарнірне. Розрахункове граничне зусилля від постійного навантаження 185 кН. Стержень експлуатується в умовах третього класу. Стержень виготовлений із деревини хвойних порід першого сорту.

### Задача 2.12

Підібрати переріз стиснутої дерев'яної брущатої стійки, виготовленої з деревини хвойних порід другого сорту, що експлуатується в умовах другого класу. Зосереджене зусилля від постійного і короточасного навантаження на стійку  $F_m = 150 \text{ кН}$ . Довжина стійки, що закріплена з двох кінців шарнірно,  $l = 3,5 \text{ м}$ .



### Задача 2.13

Перевірити міцність та стійкість стиснутої стійки багатокутної ферми довжиною 350 см, поперечним перерізом 150×175 мм при величині стискаючого зусилля 50 кН від постійного і снігового навантажень. Стояк виконаний із брусів вологістю 12%. Конструкція експлуатується в неопалювальному приміщенні і виготовлена з деревини хвойних порід класу міцності С27.

### Задача 2.14

Підібрати переріз стиснутої дерев'яної брущатої стійки, виготовленої з деревини хвойних порід другого сорту, що експлуатується на відкритому повітрі. Розрахункове постійне навантаження на стійку  $N = 180 \text{ кН}$ . Довжина стійки, що закріплена з двох кінців шарнірно,  $l = 4,0 \text{ м}$ .

### Задача 2.15

Визначити несучу здатність стиснутої дерев'яної стійки круглого перерізу із деревини хвойних порід другого сорту, з природним збігом волокон і діаметром тонкого кінця  $D_0 = 15 \text{ см}$ . Довжина дерев'яної стійки, що експлуатується всередині неопалюваного приміщення, обидва кінці якої закріплено шарнірно, дорівнює  $l = 4,0 \text{ м}$ . Елемент сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.16

Перевірити міцність та стійкість стиснутого елемента (поперечний переріз 125·150 мм) багатокутної ферми. Величина стискаючого зусилля від дії постійного та снігового навантажень  $F = 60 \text{ кН}$ . Розрахункова довжина  $l = 320 \text{ см}$ .



Елемент виконаний із брусів 2-го сорту вологістю 14%. Конструкція працює в умовах третього експлуатаційного класу і виготовлена з деревини хвойних порід.

### Задача 2.17

Визначити несучу здатність стиснутої дерев'яної стійки круглого перерізу із сосни 2-го сорту, з природним збігом волокон і діаметром тонкого кінця  $D_0 = 18$  см. Довжина дерев'яної стійки, що експлуатується всередині неопалюваного приміщення, обидва кінці якої закріплено шарнірно, дорівнює  $l = 5,0$  м. Елемент сприймає постійні та тимчасові навантаження на перекриття.



### Задача 2.18

Перевірити міцність та стійкість стиснутого елемента (поперечний переріз  $125 \cdot 150$  мм) багатокутної ферми тимчасової споруди. Величина стискаючого зусилля  $F = 60$  кН, розрахункова довжина  $l = 320$  см. Елемент виконаний із брусів 2-го сорту вологістю 12%. Конструкція експлуатується всередині неопалюваного приміщення і виготовлена з деревини листяних порід.

### Задача 2.19

Запроектувати дерев'яні балки перекриття, які розташовані з кроком  $B = 1$  м. Розрахунковий проліт балки  $l = 6$  м. Сумарне експлуатаційне навантаження від постійних і тимчасових навантажень на перекриття становить  $q_e = 2$  кН / м<sup>2</sup>, а розрахункове граничне –  $q_m = 2,5$  кН / м<sup>2</sup>. Перекриття експлуатується всередині опалюваного приміщення з відносною вологістю повітря до 75%. Балку виготовити з сосни 1-го сорту.



### Задача 2.20

При ремонті будівлі необхідно влаштувати покрівлю із азбоцементних хвилястих листів марки СВ, які необхідно покласти на існуючі розрізні прогони з поперечним перерізом  $bh = 10 \cdot 12,5$  см. Прогони розташовані з кроком  $B = 0,775$  м. Відстань між осями несучих крокв 3 м. Ухил покрівлі  $i = 1:3$  ( $\sin \alpha = 0,316$ ;  $\cos \alpha = 0,949$ ). Перевірити можливість влаштування такої покрівлі при характеристичному сніговому покриві  $p_{sn} = 1$  кПа. Конструкція знаходиться в неопалюваному приміщенні. Прогони виконані з деревини хвойних порід другого сорту.



### Задача 2.21

При ремонті будівлі необхідно влаштувати покрівлю із азбоцементних хвилястих листів марки ВО, які необхідно покласти на існуючі розрізні прогони з поперечним перерізом  $bh = 7,5 \cdot 10$  см. Прогони розташовані з кроком  $B = 0,53$  м. Відстань між осями несучих крокв 3 м. Ухил покрівлі  $i = 1:3$  ( $\sin \alpha = 0,316$ ;  $\cos \alpha = 0,949$ ). Перевірити можливість влаштування такої покрівлі при характеристичному сніговому покриві  $p_{sn} = 1,32$  кПа. Конструкція знаходиться в неопалюваному приміщенні. Прогони виконані з деревини хвойних порід першого сорту.

### Задача 2.22

При зведенні будівлі необхідно влаштувати покрівлю із азбестоцементних хвилястих листів СВ. Підібрати нерозрізні дощаті прогони, що опираються на крокви, які влаштовані з кроком 4,5 м. Кут ухилу покрівлі -  $25^\circ$ . Будівля



холодного режиму роботи розташована в третьому районі по вазі снігового покриву. Матеріал прогонів - деревина хвойних порід першого сорту.

### Задача 2.23

Визначити допустиме експлуатаційне погонне навантаження (постійне і тимчасове) на цільну балку міжповерхового перекриття будівлі. Поперечні розміри нерозрізної балки  $bh = 150 \cdot 200$  мм. Довжина кожного з двох прольотів нерозрізної балки  $l = 3$  м. Конструкція виготовлена з деревини хвойних порід 1 сорту і експлуатується. Середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 1,0$ ;  $\gamma_{fm} = 1,15$ .



### Задача 2.24

Підібрати поперечний переріз розрізного брущатого прогону складської будівлі за кроку несучих конструкцій  $B = 5$  м. Відстань між прогонами 1,4 м. Експлуатаційне навантаження від покрівлі  $g_e = 2,0$  кН / м<sup>2</sup>, середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 1,0$ ;  $\gamma_{fm} = 1,15$ . Будівля знаходиться на території першого снігового району. Матеріал прогону - сосна 1-го сорту. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні. Елемент сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.25

Визначити допустиме характеристичне погонне навантаження на балку суцільного перерізу міжповерхового



перекриття будівлі. Поперечні розміри нерозрізної балки  $bh = 175 \cdot 225$  мм. Довжина кожного з двох прольотів нерозрізної балки  $l = 4,5$  м. Конструкція виготовлена з деревини хвойних порід 1 сорту і експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 65%. Середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 1,0$ ;  $\gamma_{fm} = 1,17$ .

Елемент сприймає постійні та тимчасові навантаження на перекриття.

### Задача 2.26

Визначити допустиме погонне характеристичне навантаження на балку суцільного поперечного перерізу міжповерхового перекриття будівлі. Поперечні розміри балки  $bh = 175 \cdot 225$  мм. Довжина прольоту балки  $l = 6$  м. Конструкція виготовлена з сосни 1 сорту та експлуатується в опалювальному приміщенні за вологості до 65%. Коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 1,0$ ;  $\gamma_{fm} = 1,15$ . Балки розташовані з кроком  $B = 1,2$  м. Елемент сприймає постійні та тимчасові навантаження.

### Задача 2.27

Запроектувати дерев'яні балки перекриття, які розташовані з кроком  $B = 1,2$  м. Розрахунковий проліт балки  $l = 5$  м. Сумарне експлуатаційне навантаження (постійні та тимчасові) на перекриття становить  $q_e = 2,5$  кН / м<sup>2</sup>, а граничне -  $q_m = 2,9$  кН / м<sup>2</sup>. Перекриття експлуатується всередині опалюваного приміщення з відносною вологістю повітря до 75%. Балку виготовити з деревини хвойних порід класу міцності С30.



### Задача 2.28

Перевірити міцність та жорсткість розрізного брущатого прогону із деревини листяних порід класу міцності D24 тимчасової будівлі, на який діє рівномірно розподілене погонне характеристичне навантаження  $q = 3,5 \text{ кН} / \text{м}$ . Проліт прогону 4 м, кут нахилу покрівлі  $\alpha = 21^\circ$ ; середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 0,90$ ;  $\gamma_{fm} = 1,2$ . Поперечний переріз прогону 15·20 см. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні. Елемент сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.29

Підібрати поперечний переріз нерозрізного брущатого прогону складської будівлі за кроку несучих конструкцій  $B = 4,5 \text{ м}$ . Відстань між прогонами 1,5 м. Характеристичне навантаження від покрівлі  $g = 2,5 \text{ кН} / \text{м}^2$ , середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 0,95$ ;  $\gamma_{fm} = 1,2$ . Матеріал прогону - ялина 1-го сорту. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні. Елемент сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.30

Перевірити міцність та жорсткість нерозрізного брущатого прогону з деревини листяних порід класу міцності D24 тимчасової будівлі, на який діє рівномірно розподілене погонне характеристичне навантаження  $q = 4,0 \text{ кН} / \text{м}$ . Проліт прогону 4 м, кут нахилу покрівлі  $\alpha = 26^\circ$ ; середні коефіцієнти



Поперечний переріз прогону  $150 \times 200$  мм. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні. Елемент сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.31

Підібрати поперечний переріз нерозрізного брущатого прогону складської будівлі за кроку несучих конструкцій  $B = 4,5$  м. Відстань між прогонами  $1,4$  м. Характеристичне навантаження від покрівлі  $g = 2,5$  кН/м<sup>2</sup>, середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 0,82;$

$\gamma_{fm} = 1,15$ . Кут нахилу покрівлі  $\alpha = 26^\circ$ . Матеріал прогону - модрина 1-го сорту вологістю 12%. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні за вологості до 65%. Елемент сприймає постійні та снігові навантаження.

### Задача 2.32

Запроектувати обрешітку під холодну покрівлю промислової будівлі із металочерепиці по похилих кроквах. Ухил покрівлі до горизонту  $\alpha = 35^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,574, \cos \alpha = 0,819$ ); відстань між осями брусків  $a = 0,33$  м; відстань між осями крокв  $B = 1,20$  м. Будівля споруджується в північному районі Київської області.

### Задача 2.33

Запроектувати обрешітку під холодну покрівлю сільськогосподарської будівлі із пазової черепиці по похилих кроквах. Ухил покрівлі  $i = 1:3$  ( $\sin \alpha = 0,316; \cos \alpha = 0,949$ );





відстань між осями брусків  $a = 0,3$  м; відстань між осями кроків  $B = 1,35$  м. Будівля споруджується в місті Нетішин.

### Задача 2.34

Запроектувати обрешітку під холодну покрівлю сільськогосподарської будівлі із пазової черепиці по похилим кроквам. Ухил покрівлі до горизонту  $\alpha = 35^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,574, \cos \alpha = 0,819$ ); відстань між осями брусків  $a = 0,3$  м; відстань між осями кроків  $B = 1,30$  м. Будівля споруджується в передмісті Херсону.

### Задача 2.35

Запроектувати обрешітку під холодну покрівлю складу будівельних матеріалів із металочерепиці по похилих кроквах. Ухил покрівлі до горизонту  $\alpha = 35^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,574, \cos \alpha = 0,819$ ); відстань між осями брусків  $a = 0,3$  м; відстань між осями кроків  $B = 1,40$  м. Будівля споруджується в передмісті м. Луганськ.

### Задача 2.36

Запроектувати обрешітку під холодну покрівлю промислової будівлі із пазової черепиці по похилих кроквах. Ухил покрівлі  $i = 1:3$  ( $\sin \alpha = 0,316; \cos \alpha = 0,949$ ); відстань між осями брусків  $a = 0,3$  м; відстань між осями кроків  $B = 1,10$  м. Будівля споруджується в промисловій зоні м. Одеса.

### Задача 2.37

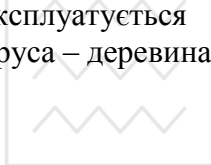
Перевірити міцність бруса з розмірами поперечного перерізу  $bh = 15 \cdot 20$  см, який завантажений силою  $N = 110$  кН



від граничних розрахункових навантажень, що розтягує брус та граничною зосередженою поперечною силою  $F = 5 \text{ кН}$ , яка прикладена посередині прольоту  $l = 3 \text{ м}$  (рис 2.2). Брус виготовлений з деревини хвойних порід першого сорту. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні та сприймає постійні і короточасні навантаження.

### Задача 2.38

Підібрати брус, який завантажений повздовжньою силою  $N = 144 \text{ кН}$  від постійних граничних навантажень, що розтягує брус та граничною зосередженою поперечною силою  $F = 3,5 \text{ кН}$  від короточасного навантаження, яка прикладена посередині бруса. Проліт бруса  $l = 5 \text{ м}$ . Конструкція експлуатується в неопалювальному приміщенні. Матеріал бруса – деревина хвойних порід класу міцності С35.



### Задача 2.39

Перевірити міцність розтягнутого бруса з розмірами поперечного перерізу  $bh = 150 \cdot 225 \text{ мм}$ , який завантажений повздовжньою силою  $N = 90 \text{ кН}$ , та двома зосередженими поперечними силами  $F = 2 \text{ кН}$ , що прикладені на одній третій прольоту (рис. 2.8). Зосереджені сили визначені від постійних та короточасних граничних навантажень. Проліт балки  $l = 4,5 \text{ м}$ . Брус виготовлений з деревини хвойних порід першого сорту та експлуатується за третього експлуатаційного класу.

### Задача 2.40

Перевірити міцність бруса тимчасової споруди, розміри поперечного перерізу якого становлять  $bh = 175 \cdot 200 \text{ мм}$ , що



завантажений розтягуючою граничною силою  $N = 40 \text{ кН}$  та рівномірно розподіленим граничним навантаженням  $q_m = 0,65 \text{ кН/м}$  (рис. 2.9). Проліт бруса  $l = 4 \text{ м}$ . Брус виготовлений з деревини листяних порід класу міцності D30. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні та сприймає постійні і короточасні навантаження.

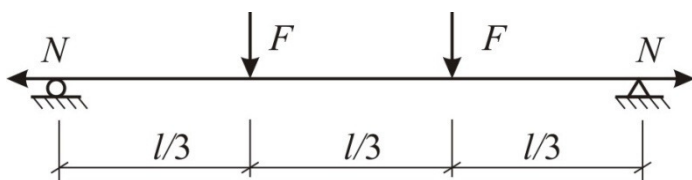


Рис. 2.8. Розрахункова схема до задач 2.39, 2.41

### Задача 2.41

Підібрати розтягнутий брус, який завантажений повздовжньою силою  $N = 100 \text{ кН}$  та двома зосередженими поперечними силами  $F = 2,5 \text{ кН}$  від граничних навантажень, які прикладені на одній третій прольоту бруса (рис. 2.8). Проліт бруса  $l = 6 \text{ м}$ . Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні та сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.42

Підібрати розтягнутий брус суцільного поперечного перерізу, який завантажений повздовжньою силою  $N = 44 \text{ кН}$  та поперечним рівномірно розподіленим граничним навантаженням  $q_m = 0,65 \text{ кН/м}$  (рис. 2.9). Проліт бруса  $l = 4,5 \text{ м}$ . Конструкція виготовлена з деревини хвойних порід першого сорту. Конструкція експлуатується в неопалюваному



приміщенні та сприймає постійні та короткочасні навантаження.

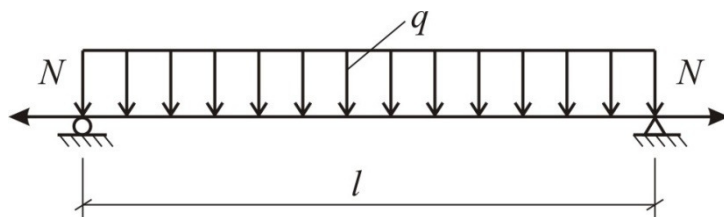


Рис. 2.9. Розрахункова схема до задач 2.40, 2.42

### Задача 2.43

Перевірити міцність бруса тимчасової споруди, розміри поперечного перерізу якого становлять  $bh = 100 \cdot 175$  мм, що завантажений розтягуючою силою  $N = 40$  кН з ексцентриситетом  $e = 0,1$  м та рівномірно розподіленим розрахунковим граничним навантаженням  $q_m = 0,5$  кН/м (рис. 2.10). Проліт бруса  $l = 4$  м. Брус виготовлений з деревини листяних порід класу міцності матеріалу D30. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні та сприймає постійні та короткочасні навантаження.

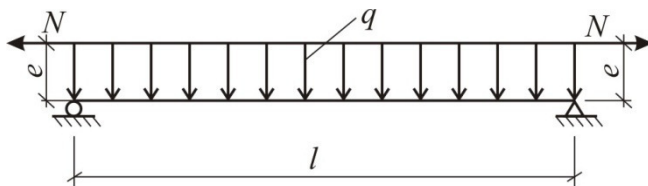


Рис. 2.10. Розрахункова схема до задачі 2.43



### Задача 2.44

Підібрати поперечний переріз дерев'яного елемента, який завантажений розтягуючою граничною силою  $N = 40 \text{ кН}$  з ексцентриситетом  $e = 0,1 \text{ м}$ . Довжина елемента  $l = 6 \text{ м}$ . Елемент виготовлений з деревини хвойних порід першого сорту. Елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні та сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.45

Перевірити міцність бруса з розмірами суцільного поперечного перерізу  $bh = 15 \cdot 17,5 \text{ см}$ , який завантажений граничною силою розтягу  $N = 60 \text{ кН}$  з ексцентриситетом  $e = 0,08 \text{ м}$  та зосередженою поперечною граничною силою  $F = 5 \text{ кН}$ , яка прикладена посередині прольоту  $l = 6 \text{ м}$  (рис.2.11). Брус виготовлений з деревини хвойних порід першого сорту і експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 85% та сприймає постійні та короточасні навантаження.

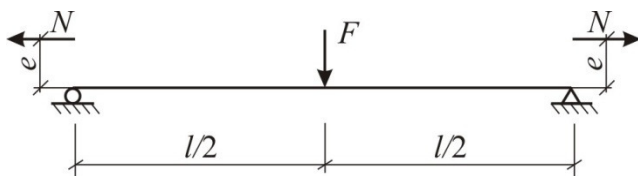


Рис. 2.11. Розрахункова схема до задачі 2.45

### Задача 2.46

Перевірити міцність дерев'яного елемента з розмірами поперечного перерізу  $bh = 100 \cdot 150 \text{ мм}$ , який завантажений розрахунковою граничною силою розтягу  $N = 60 \text{ кН}$  з



ексцентриситетом  $e = 0,1$  м. Довжина елемента  $l = 4$  м.

Елемент виготовлений з деревини хвойних порід першого сорту і експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 85% та сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.47

Перевірити міцність та стійкість позацентрово стиснутої колони з шарнірним кріпленням кінців з розмірами поперечного перерізу  $bh = 150 \cdot 200$  мм, довжиною  $l = 500$  см.

Розрахункове граничне стискаюче зусилля, що діє на колону,  $N = 100$  кН, а розрахункове рівномірно-розподілене

поперечне граничне навантаження  $q_m = 1,5$  кН / м.

Конструкція виготовлена з деревини хвойних порід 1 сорту і експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 85% і сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.48

Перевірити міцність та стійкість позацентрово стиснутої колони з шарнірним кріпленням кінців і розмірами поперечного перерізу  $bh = 125 \cdot 175$  мм, довжиною  $l = 300$  см.

Розрахункове граничне стискаюче зусилля, що діє на колону,  $N = 100$  кН прикладене з ексцентриситетом  $e = 0,15$  м.

Конструкція виготовлена з деревини хвойних порід 2 сорту. Елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні та сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.49

Визначити несучу здатність дерев'яної стійки круглого перерізу, який має природний збіг волокон, з діаметром



тонкого кінця  $D_0 = 15$  см. Стійка експлуатується всередині неопалюваного приміщення, яке знаходиться в нормальній температурно-вологісній зоні експлуатації. Довжина дерев'яної стійки, обидва кінці якої закріплено шарнірно, дорівнює  $l = 4,0$  м. Навантаження прикладено з ексцентриситетом  $e = 0,1$  м. Стійка виготовлена з деревини хвойних порід 2-го сорту і сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.50

Підібрати переріз дерев'яної брусчатої стійки, виготовленої з сосни другого сорту, що експлуатується в неопалюваному приміщенні. Розрахункове експлуатаційне навантаження, що діє на стійку, дорівнює  $N = 150$  кН та прикладено з ексцентриситетом  $e = 15$  см. Довжина стійки з шарнірно закріпленими кінцями  $l = 3,5$  м. Стійка сприймає постійні та короточасні навантаження.

### Задача 2.51

Перевірити міцність та стійкість верхнього поясу ферми із бруса довжиною 350 см і поперечним перерізом 150×225 мм при величині розрахункового граничного стискаючого зусилля  $N = 113$  кН, прикладеного з ексцентриситетом  $e = 8$  см. Крім цього на пояс діє рівномірно розподілене розрахункове граничне погонне навантаження  $q_m = 0,45$  кН/м (рис. 2.12). Пояс виконаний із деревини хвойних порід з вологістю 12 %. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короточасні навантаження.



## Задача 2.52

Підібрати переріз дерев'яної брущатої колони, виготовленої з деревини хвойних порід другого сорту. Розрахункове граничне стискаюче навантаження, що діє на колону, дорівнює  $F = 180 \text{ кН}$  і прикладене з ексцентриситетом  $e = 7,5 \text{ см}$ . Довжина колони, що закріплена з двох кінців шарнірно,  $l = 4,0 \text{ м}$ . колони експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короточасні навантаження.

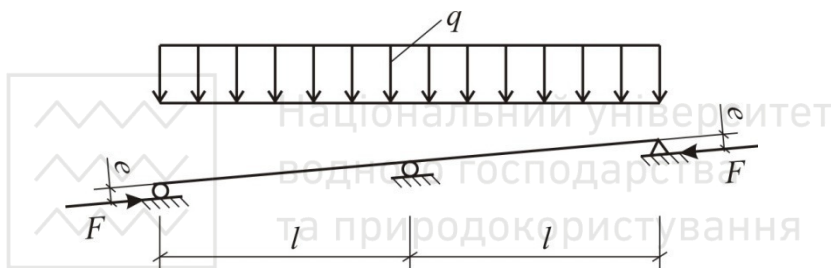


Рис. 2.12. Розрахункова схема до задачі 2.51

## Задача 2.53

Перевірити міцність та стійкість позacentрово стиснутої колони з поперечним перерізом  $125 \times 150 \text{ мм}$  за розрахункового граничного стискаючого зусилля  $F = 60 \text{ кН}$ , яке прикладене з ексцентриситетом  $e = 0,085 \text{ м}$ . Розрахункова довжина  $l = 300 \text{ см}$ . Колона виконана із деревини хвойних порід 2-го сорту вологістю 13%. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та середньотривалі навантаження.





### Задача 2.54

Визначити несучу здатність дерев'яної стійки круглого перерізу тимчасової споруди з діаметром тонкого кінця  $D_0 = 18$  см, яка має природний збіг волокон. Стійка експлуатується всередині неопалюваного приміщення, яке знаходиться в нормальній температурно-вологісній зоні експлуатації. Довжина дерев'яної стійки, один кінець якої закріплений шарнірно, а другий жорстко, дорівнює  $l = 4,5$  м. Зовнішнє зусилля прикладене з ексцентриситетом  $e = 5,5$  см. Стійка виготовлена з листяних порід 1-го сорту і сприймає постійні та короткочасні навантаження.

### Задача 2.55

Перевірити міцність та стійкість стиснутої колони тимчасової споруди з поперечним перерізом  $125 \times 150$  мм на дію граничного стискаючого зусилля  $F = 50$  кН, яке прикладено з ексцентриситетом  $e = 7$  см. Розрахункова довжина  $l = 350$  см. Колона виконана із брусів листяних порід 2-го сорту вологістю 12%. Конструкція експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.56

Підібрати переріз дерев'яної брущатої стійки, виготовленої з деревини хвойних порід другого сорту, що експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження. Розрахункове граничне стискаюче навантаження, яке діє на стійку, дорівнює  $F = 180$  кН і прикладене з ексцентриситетом  $e = 7,5$  см.



Довжина стійки, що закріплена з одного кінця жорстко, а з другого - шарнірно,  $l = 4,0$  м.

### Задача 2.57

Підібрати стержень клеєфанерної колони довжиною  $H = 600$  см, один кінець якої защемлений, а другий вільний, що сприймає розрахункові граничні зусилля  $M = 64$  кН·м,  $F = 31,07$  кН,  $V = 5$  кН. Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження. Колона розкріплена посередині довжини із площини дії моменту розпірками. Елементи колони прийняти із деревини хвойних порід 1-го сорту та березової фанери.

### Задача 2.58

Підібрати стержень клеєфанерної стійки довжиною  $H = 450$  см, один кінець якої защемлений, а другий вільний, що сприймає розрахункові граничні зусилля  $M = 45$  кН,  $F = 50$  кН,  $V = 3,5$  кН. Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження. Стійка розкріплена по середині довжини із площини дії моменту розпірками. Елементи стійки прийняти із дощок хвойних порід та березової фанери марки F40/30 E60/40.

### Задача 2.59

Підібрати стержень клеєфанерної колони довжиною  $H = 400$  см, один кінець якої защемлений, а другий вільний, і сприймає розрахункові граничні зусилля  $M = 45$  кН,  $F = 50$  кН,  $V = 3,5$  кН. Дерев'яний елемент експлуатується в



неопалюваному приміщенні та сприймає постійні і короткотривалі навантаження. Колона розкріплена по середині довжини із площини дії момента розпірками. Елементи колони прийняти із деревини хвойних порід класу міцності С35 та березової фанери марки F40/30 E60/40.

### Задача 2.60

Підібрати породу деревини по класу міцності для дерев'яної вкладки лобового упора опорного вузла дерев'яної ферми (рис. 2.7). Граничне зусилля, що діє у верхньому поясі ферми,  $N = 160 \text{ кН}$  сприймається поперечним перерізом  $hb = 175 \cdot 225 \text{ мм}$ . Верхній і нижній пояси ферми сходяться у вузлі під кутом  $\alpha = 26^\circ$ . Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.61

Перевірити міцність вкладки лобового упора дерев'яної ферми. Розрахункове граничне зусилля, що діє у верхньому поясі ферми,  $N = 150 \text{ кН}$  сприймається поперечним перерізом  $hb = 150 \cdot 200 \text{ мм}$ . Верхній і нижній пояси ферми сходяться у вузлі під кутом  $\alpha = 21^\circ$  (рис. 2.7). Дерев'яний елемент експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 85% і сприймає постійні та короткотривалі навантаження. Вкладка виконана з деревини листяних порід класу міцності D35.

### Задача 2.62

Підібрати по класу міцності деревину листв'яних порід для дерев'яної вкладки лобового упора опорного вузла дерев'яної ферми (рис. 2.7). Розрахункове граничне зусилля, що діє у



верхньому поясі ферми,  $N = 250 \text{ кН}$  сприймається поперечним перерізом  $hb = 175 \cdot 200 \text{ мм}$ . Верхній і нижній пояси ферми сходяться у вузлі під кутом  $\alpha = 30^\circ$ . Елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.63

Визначити ширину обв'язочного бруса каркасу дерев'яної будівлі із умови зминання поперек волокон деревини в опорній площині п'ятикутної ферми шириною  $b_0 = 175 \text{ мм}$ , виготовленої з сосни. Розрахункова опорна реакція від граничних навантажень  $F_r = 110 \text{ кН}$ . Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.64

Підібрати ширину обв'язочного бруса каркасу дерев'яної будівлі із умови зминання поперек волокон деревини в опорній площині клеєної дощатої балки шириною  $b_0 = 150 \text{ мм}$ , виготовленої з деревини хвойних порід. Розрахункове граничне зусилля опорної реакції  $F_r = 80 \text{ кН}$ . Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.65

Перевірити міцність дубової вкладки лобового упора дерев'яної ферми. Розрахункове граничне зусилля, що діє у верхньому поясі ферми,  $N = 280 \text{ кН}$  сприймається поперечним перерізом  $hb = 175 \cdot 250 \text{ мм}$ . Верхній і нижній



пояси ферми сходяться у вузлі під кутом  $\alpha = 37^\circ$  (рис. 2.7). Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.66

Визначити розміри опорної дубової подушки, що передає розрахункове граничне навантаження від опорної реакції ферми  $F_R = 157 \text{ кН}$  на цегляну кладку стіни. Ширина шарніру ферми  $b = 20 \text{ см}$ . Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.67

Визначити розміри опорної подушки із деревини хвойних порід, що передає розрахункове граничне навантаження від опорної реакції шарніру ферми  $F_R = 132 \text{ кН}$  на цегляну кладку стіни. Ширина шарніру ферми  $b = 23 \text{ см}$ . Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.68

Перевірити міцність подушки із деревини хвойних порід, що передає граничне навантаження від опорної реакції шарніру ферми  $F_R = 200 \text{ кН}$  на цегляну кладку стіни. Площа опирання металевго столика ферми на дерев'яну подушку  $ab = 20 \cdot 20 \text{ см}$ . Елемент експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 85% і сприймає постійні та короткотривалі навантаження.



### Задача 2.69

Визначити поперечний переріз стиснутого елемента розкосу ферми з умови зминання вздовж волокон. Елемент спирається по всій площині на металевий упор. Розкіс виготовлений з із деревини хвойних порід другого сорту. Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження. Розрахункове граничне зусилля, що діє у розкосі ферми,  $N = 150 \text{ кН}$ .

### Задача 2.70

Перевірити міцність дерев'яної подушки виготовленої з деревини хвойних порід класу міцності С35, що передає граничне навантаження від опорної реакції шарніру ферми  $F_R = 180 \text{ кН}$  на цегляну кладку стіни. Площа опирання металевого столика ферми на дерев'яну подушку  $ab = 20 \cdot 25 \text{ см}$ . Елемент експлуатується в опалюваному приміщенні за вологості до 85% і сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.71

Визначити поперечний переріз стиснутого елемента розкосу ферми з умови зминання вздовж волокон. Елемент спирається по всій площині на металевий упор. Розкіс виготовлений із деревини хвойних порід першого сорту. Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження. Розрахункове граничне зусилля, що діє у розкосі ферми,  $N = 150 \text{ кН}$ .



### Задача 2.72

Визначити розміри опорної подушки із деревини хвойних порід, що передає граничне навантаження від опорної реакції шарніру ферми  $F_R = 111 \text{ кН}$  на цегляну кладку стіни. Ширина металевої подушки шарніру ферми  $b = 25 \text{ см}$ . Дерев'яний елемент експлуатується в неопалюваному приміщенні, сприймає постійні та короткотривалі навантаження.

### Задача 2.73

Підібрати поперечний переріз крокв (рис. 2.4) для влаштування покрівлі з черепиці за даними задачі 2.33. Відстань між опорами  $l = 3 \text{ м}$ .



### Задача 2.74

Підібрати поперечний переріз крокв (рис. 2.4) для влаштування покрівлі з черепиці за даними задачі 2.34. Відстань між опорами  $l = 3 \text{ м}$ .

### Задача 2.75

Підібрати поперечний переріз крокв (рис. 2.4) для влаштування покрівлі з черепиці за даними задачі 2.35. Відстань між опорами  $l = 4 \text{ м}$ .

### Задача 2.76

Підібрати поперечний переріз крокв (рис. 2.4) для влаштування покрівлі з черепиці за даними задачі 2.36. Відстань між опорами  $l = 3 \text{ м}$ .



## Задача 2.77

Підібрати поперечний переріз крокв (рис. 2.4) для влаштування покрівлі з черепиці за даними задачі 2.37. Відстань між опорами  $l = 3,6\text{м}$ .

### 3. З'ЄДНАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ КОНСТРУКЦІЙ З ДЕРЕВА

#### 3.1. З'єднання дерев'яних конструкцій на врубках

З'єднання на врубках виконують, як правило, для конструкцій з колод та брусів. До цих з'єднань відносяться лобові та трилобові упори, з'єднання на шипах і штирях, а також ортогональні врубки.

Лобові упори та з'єднання на шипах розраховують на стиск за площею нетто  $A_{pn}$  на стискаючі зусилля  $N_c$  за формулою

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A_n} \leq f_{c,0,d}, \quad (3.1)$$

де  $\sigma_{c,0,d}$  – розрахункові напруження стиску деревини вздовж волокон;  $f_{c,0,d}$  – розрахунковий опір деревини стисканню вздовж волокон;  $A_n$  – площа лобового упору елемента нетто.

Лобові врубки виготовляють з одиночним зубом ( $\alpha < 45\%$ ) та подвійним зубом ( $\alpha \geq 45\%$ ). Розмір площі стиску у лобових врубках залежить від глибини урізання  $h_d$ . Так в опорних вузлах призначають  $h_d \leq \frac{1}{3}h(d)$ , у проміжних  $h_d \leq \frac{1}{4}h(d)$ , але не менше 2 см для брусків та 3 см для колод. Для попередження руйнування врубки від сколювання приймають довжину площі сколювання рівною  $l_v \leq 10h_d$ , але не меншою 1,5h, а також встановлюють аварійні болти.





Лобові врубки розраховують, виходячи із умови сколювання за формулою 3.2 та із умови зминання за формулою 3.3.

$$F_{c,d} \leq N_t = A_v f_{v,m,d} = l_v b f_{v,m,d}; \quad (3.2)$$

$$\sigma_{c,\alpha,d} = \frac{F_{c,d}}{A_p} = \frac{F_{c,d}}{(bh_d)/\cos\alpha} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{k_{c,90}f_{c,90,d}} \sin^2\alpha + \cos^2\alpha}, \quad (3.3)$$

де  $N_t$  – розрахункові зусилля на розтяг;  $A_v = bl_v$  – площа сколювання;  $A_p$  – площа завантаження ( $A_p = bh_d / \cos\alpha$ );  $h_d$  – глибина **врізання** зуба;  $l_v$  – довжина площі сколювання;  $f_{v,mod,d}$  – середній розрахунковий опір зсуву, який можна визначити за формулою

$$f_{v,mod,d} = f_{v,0,d} / (1 + k_v l_v / e), \quad (3.4)$$

де  $k_v$  – коефіцієнт, що залежить від типу зсуву (сколювання) (для лобової врубки за одностороннього сколювання  $k_v = 0,25$ );  $e$  – ексцентриситет зусиль сколювання, який приймається рівним  $0,5h_w$  при розрахунку елементів з несиметрично розташованими площами сколювання і  $0,25h_w$  за симетричного розташування площин сколювання.

Зусилля  $N_b$ , що виникає в аварійному болті у момент сколювання, визначають за формулою

$$N_b = N_c \operatorname{tg}(90^\circ - 31^\circ - \alpha), \quad (3.5)$$

де  $31^\circ$  – кут відхілення зусилля опору за рахунок вдавлювання зуба у розтягнутий елемент.



## 3.2. Приклади розрахунку з'єднань дерев'яних конструкцій на врубках

### Приклад 3.1

Перевірити несучу здатність опорного вузла ферми, виготовленого у вигляді лобової врубки з одним зубом (рис.3.1). Поперечні перерізи поясів ферми  $bh = 175 \cdot 200$  мм.

Кут між поясами ферми  $\alpha = 30^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,5$ ;  $\cos \alpha = 0,87$ ). Розрахункове граничне зусилля у верхньому поясі  $N_c = 48$  кН, опорна реакція  $F_r = 37$  кН. Ферма виготовлена з деревини хвойних порід першого сорту та експлуатується всередині приміщення, що не опалюється.

#### Розв'язок задачі:

Розрахунковий опір деревини хвойних порід першого сорту (для першого сорту рекомендується деревина табл. 38, з класом міцності не менше С27, якщо ширина перерізу більше 12см) класом міцності С35:

– стиску вздовж волокон за дії постійних і снігових навантажень

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{25}{1,3} = 12,5 \text{ МПа},$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,65$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження (постійне і снігове) та вологості (третій експлуатаційний клас) табл.4, табл. 8.1 [5];  $f_{c,0,k} = 25 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини за класом міцності С35, що наведені в табл. 6;  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу (суцільна деревина) табл. 35, табл. 7.3 [5];



– стиску поперек волокон за дії постійних і снігових навантажень

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{2,8}{1,3} = 1,4 \text{ МПа},$$

де  $f_{c,90,k} = 2,8 \text{ МПа}$  - характеристичний опір деревини хвойних порід стиску поперек волокон для класу міцності С35 (табл. 6);

– зсуву вздовж волокон за дії постійних і снігових навантажень

$$f_{v,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{2,0}{1,3} = 1,0 \text{ МПа},$$

де  $f_{v,k} = 2,0 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід сколюванню для класу міцності С35, що наведені в табл. 6. Розрахунковий опір деревини стиску під кутом  $\alpha = 30^\circ$  визначимо за формулою

$$f_{c,\alpha,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\frac{k_{c,90} f_{c,90,d}}{\sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}} = \frac{12,5}{1,14 \cdot 0,5^2 + 0,87^2} = 4,18 \text{ МПа} = 0,418 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

де  $k_{c,90} = 1$  – коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання та ступінь стискаючих деформацій.

#### Розрахунок на стиск під кутом до волокон

Визначимо площу, що стримає стиск під кутом

$$A_{c,\alpha} = b h_d / \cos \alpha = 17,5 \cdot 6 / 0,87 = 120,69 \text{ см}^2,$$

де  $h_d = 0,3h = 0,3 \cdot 20 = 6 \text{ см}$ .

Несуча здатність із умови стиску під кутом



$$F_{c,d} = A_{c,\alpha} f_{c,\alpha,d} = 120,69 \cdot 0,418 = 50,4 \text{ кН} \geq N_c = 48 \text{ кН}.$$

## Розрахунок на сколювання врубки

Граничне розрахункове зусилля, що діє по площі зсуву,

$$N_t = N_c \cos \alpha = 48 \cdot 0,87 = 41,76 \text{ кН}.$$

Довжина площадки сколювання  $l_v = 3h = 3 \cdot 20 = 60 \text{ см}$ .

Ексцентриситет зусилля сколювання  $e = 0,5h = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ см}$ .

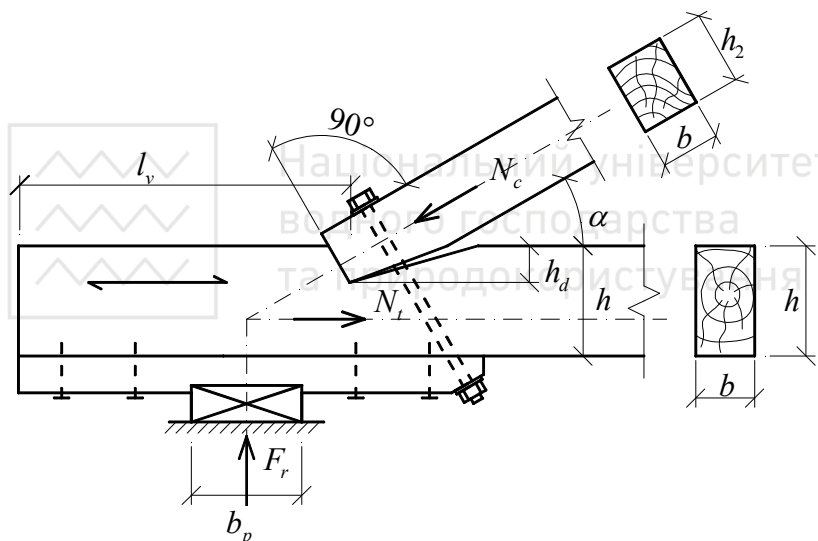


Рис. 3.1. До прикладу 3.1

Розрахунковий середній опір по площі сколювання для деревини сосни

$$f_{v,m,d} = \frac{f_{v,0,d}}{1 + k_v \frac{l_v}{e}} = \frac{0,1}{1 + 0,25 \frac{60}{10}} = 0,04 \text{ кН / см}^2.$$



Тоді

$$\begin{aligned} F_{c,d} &= A_v f_{v,m,d} = l_v b f_{v,m,d} = 60 \cdot 17,5 \cdot 0,04 = \\ &= 42 \text{ кН} > N_t = 41,76 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Розрахунок на стиск опорної подушки  
Площа опорної подушки

$$A_{cl,90} = l_c b_c = 17,5 \cdot 17,5 = 306,25 \text{ см}^2,$$

де  $l_c = 17,5 \text{ см}$ ,  $b_c = 17,5 \text{ см}$  – довжина та ширина площі опорної подушки.

Напруження стиску опорної подушки поперек волокон

$$\sigma_{cl,90,d} = \frac{F_r}{A_{cl,90}} = \frac{37}{306,25} = 0,121 \text{ кН / см}^2 = 1,21 \text{ МПа} < f_{cl,90,d} = 1,4 \text{ МПа}.$$

Міцність врубки забезпечена.

### 3.3. Нагельні з'єднання

У нагельних з'єднаннях найчастіше використовуються болти, сталеві циліндричні нагелі, цвяхи, глухарі, шурупи та пластинчасті нагелі.

Нагельні з'єднання можуть бути симетричними і несиметричними. Характеристичну несучу здатність  $F_{v,Rk}$  сталевих циліндричних нагель (в кН) для одного шва несиметричного нагельного з'єднання “брус-брус”, “панель-брус” знаходять як мінімальну величину, яку встановлюють за виразами (3.6) ... (3.11):

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d; \quad (3.6)$$

$$F_{v,Rk} = f_{h,2,k} t_2 d; \quad (3.7)$$

$$\begin{aligned} F_{v,Rk} &= \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \\ &\quad + \frac{F_{ax,Rk}}{4}; \end{aligned} \quad (3.8)$$



$$F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[ \sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}; \quad (3.9)$$

$$F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}; \quad (3.10)$$

$$F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \quad (3.11)$$

при

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}}, \quad (3.12)$$

де  $F_{v,Rk}$  – характеристична несуча здатність на площині зсуву для одного елемента кріплення;  $t_1$  і  $t_2$  – товщина (в сантиметрах) — відповідних дерев'яних елементів, що прилягають до шва або глибина проникнення;  $d$  – діаметр нагеля (в сантиметрах);  $f_{h,i,k}$  – характеристична міцність заанкерування у дерев'яному елементі;  $\beta$  – співвідношення між міцностями заанкерування окремих елементів кріплення;  $M_{y,Rk}$  – характеристичний момент при границі текучості елемента кріплення;  $F_{ax,Rk}$  – характеристична міцність елемента кріплення на осьове висмикування.

Характеристичну несучу здатність  $F_{v,Rk}$  сталевого циліндричного нагеля (в  $\kappa H$ ) для одного шва симетричного нагельного з'єднання “брус-брус”, “панель-брус” знаходять як мінімальну величину, яку визначають за виразами (3.13) ... (3.16):

$$F_{v,Rk} = f_{h,1,k} t_1 d; \quad (3.13)$$

$$F_{v,Rk} = 0,5 f_{h,2,k} t_2 d; \quad (3.14)$$

$$F_{v,Rk} = 1,05 \frac{f_{h,1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[ \sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} dt_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}; \quad (3.15)$$



$$F_{v,Rk} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}, \quad (3.16)$$

Характеристична несуча здатність  $F_{v,Rk}$  цвяхів, болтів, нагелів, шурупів на площині зсуву одного шва з'єднань **“брус-сталь”** залежить від товщини сталевих пластин. Сталеві пластини товщиною  $0,5d$  і менше є тонкими, а більше – є товстими при допуску на діаметр отвору менше ніж  $0,1d$ . За товщини пластини більше  $0,5d$  і менше  $d$  – пластини є проміжної товщини і характеристична несуча здатність в такому випадку визначається за допомогою лінійної інтерполяції між граничними значеннями для товстих та тонких пластин.

Розрахункова несуча здатність  $F_{v,Rd}$  цвяхів, болтів, нагелів, шурупів на площині зсуву одного шва з'єднань **“брус-сталь”** для одного елемента кріплення приймається, як мінімальне значення для попередньо визначеної проектантом форми руйнування (див рис.13.2, рис.13.3)[5]. Розрахункову несучу здатність визначають з виразів:

– (3.17)...(3.18) – для тонких сталевих пластин при простому зсуві

$$F_{v,Rd} = 0,4 f_{h,d} t_1 d; \quad (3.17)$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rd} f_{h,d} d} + \frac{F_{ax,Rd}}{4}; \quad (3.18)$$

– (3.19)...(3.21) – для товстих сталевих пластин при простому зсуві

$$F_{v,Rd} = f_{h,d} t_1 d; \quad (3.19)$$

$$F_{v,Rd} = 2,3 \sqrt{2M_{y,Rd} f_{h,d} d} + \frac{F_{ax,Rd}}{4}; \quad (3.20)$$

$$F_{v,Rd} = f_{h,d} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rd}}{f_{h,d} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rd}}{4}; \quad (3.21)$$



– (3.22)...(3.19) – для сталевих пластин будь-якої товщини як центральних елементів з'єднання з двома площинами зсуву

$$F_{v,Rd} = f_{h,1,d} t_1 d; \quad (3.22)$$

$$F_{v,Rd} = f_{h,d} t_1 d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rd}}{f_{h,1,d} d t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rd}}{4}; \quad (3.23)$$

$$F_{v,Rd} = 2,3 \sqrt{2M_{y,Rd} f_{h,1,d}} d + \frac{F_{ax,Rd}}{4}; \quad (3.24)$$

– (3.25)...(3.26) – для елементів з'єднання з тонкими зовнішніми сталевими пластинами з двома площинами зсуву

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{h,2,d} t_2 d; \quad (3.25)$$

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{2M_{y,Rd} f_{h,2,d}} d + \frac{F_{ax,Rd}}{4}; \quad (3.26)$$

– (3.25),(3.27) – для елементів з'єднання з товстими зовнішніми сталевими пластинами з двома площинами зсуву

$$F_{v,Rd} = 2,3 \sqrt{2M_{y,Rd} f_{h,2,d}} d + \frac{F_{ax,Rd}}{4}. \quad (3.27)$$

Товщини у з'єднаннях на цвяхах із зсувом в одній чи двох площинах позначаються  $t_1$  та  $t_2$  і вони визначаються:

$t_1$  – товщина елемента з боку головки цвяха при з'єднанні з одною площиною зсуву, або мінімальна товщина дерев'яного елемента з боку головки чи глибина проникнення у інший боковий елемент при з'єднанні з двома площинами зсуву;

$t_2$  – глибина проникнення цвяха у боковий елемент при з'єднанні з одною площиною зсуву або товщина середнього дерев'яного елемента при з'єднанні з двома площинами зсуву.

Характеристична величина моменту за границі текучості для м'яких цвяхів, виготовлених із дроту з мінімальним опором розтягу  $600 \text{ Н/мм}^2$  визначається:





$$M_{y,Rd} = 0,3 f_u d^{2,6}; \quad (3.28)$$

– для квадратних цвяхів

$$M_{y,Rd} = 0,45 f_u d^{2,6}, \quad (3.29)$$

де  $f_u$  – міцність на розтяг дроту цвяха,  $H/мм^2$ ;  $d$  – діаметр цвяха в міліметрах.

Характеристичне значення моменту на границі текучості для болтів визначають за формулою 3.28.

Характеристична міцність заанкерування цвяха діаметром до 8мм у деревині та LVL знаходять за виразами:

– без попереднього висвердлювання отворів

$$f_{h,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} H / мм^2; \quad (3.30)$$

– з попереднім висвердлюванням отворів

$$f_{h,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k H / мм^2, \quad (3.31)$$

де  $\rho_k$  – характеристична густина деревини,  $кГ/м^3$ .

Розрахункова міцність заанкерування нагеля визначиться

$$f_{h,d} = \frac{f_{h,k} k_{mod}}{\gamma_M} H / мм^2, \quad (3.32)$$

де  $k_{mod}$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості;  $\gamma_M$  – коефіцієнт надійності за характеристикою матеріалу.

Розрахункова несуча здатність на висмикування гладких цвяхів, що розташовані перпендикулярно до волокон в з'єднаннях і праують на висмикування, визначають за слідуочим виразом

$$F_{ax,Rd} = f_{ax,d} t_{pen} d; \quad (3.33)$$

де  $d$  – діаметр цвяха;  $t_{pen}$  – глибина бокового проникнення цвяха;  $f_{ax,d}$  – розрахунковий опір на висмикування у поперечному напрямку до волокон, який визначимо з умови



$$f_{ax,d} = \frac{f_{ax,k} k_{mod}}{\gamma_M} H / \text{мм}^2, \quad (3.34)$$

де  $k_{mod}$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості;  $\gamma_M$  – коефіцієнт надійності за характеристикою матеріалу,  $f_{ax,k}$  – характеристичний опір на висмикування у поперечному напрямку до волокон.

Характеристичний опір на висмикування у поперечному напрямку до волокон не менше ніж  $12d$ , визначимо

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 H / \text{мм}^2, \quad (3.35)$$

де  $\rho_k$  – характеристична густина деревини,  $\text{кг}/\text{м}^3$ .

Якщо характеристична міцність елемента кріплення на осьове висмикування  $F_{ax,Rd}$  невідома, то вплив в'язкості приймають нульовим.

Необхідно попередньо висвердлювати отвори у деревині під цвяхи для сосни при товщині елемента менше ніж  $t_{max}$  яке визначається з умов (3.31)...(3.32):

$$t = 7d; \quad (3.36)$$

$$t = (13d - 30) \frac{\rho_k}{400}. \quad (3.37)$$

Для порід деревини особливо чутливої до розколювання (ялина, ялиця) необхідно попередньо висвердлювати отвори, якщо товщина елемента менша ніж визначена з умов (3.38)...(3.39)

$$t = 14d; \quad (3.38)$$

$$t = (13d - 30) \frac{\rho_k}{200}. \quad (3.39)$$

Характеристична міцність заанкерування цвяха діаметром більше 8мм у деревині та LVL знаходять за виразами заанкерування для болтів.

Сталеві пластини також перевіряють на міцність.



Характеристична міцність заанкерування для болтів діаметром до 30 мм при куті до волокна  $\alpha$  для деревини та LVL визначають

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}; \quad (3.40)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k H / \text{мм}^2, \quad (3.41)$$

де  $k_{90} = 1,35 + 0,015d$  – для м'якої деревини;  $k_{90} = 0,90 + 0,015d$  – для твердої деревини.

Розрахункову несучу здатність нагеля  $F_{x,Rd}$  знаходять за сумою несучих здатностей усіх швів, що пронизуються нагелем, тобто

$$F_{x,Rd} = F_{v,Rd,\min} n_s, \quad (3.42)$$

де  $n_s$  – кількість швів зсуву, що пронизується нагелем.

Необхідну кількість нагелів, які ефективно повинні працювати у з'єднанні, визначають за формулою

$$n_{ef} = N_{x,d} / F_{v,ef,Rd} n_d, \quad (3.43)$$

де  $n_{ef}$  – кількість нагелів, які ефективно включаються в роботу з'єднання;  $N_{x,d}$  – розрахункове значення осьової сили направленої вздовж волокон, що діє на з'єднання;  $F_{v,ef,Rd}$  – фактична розрахункова несуча здатність елементів однорядового кріплення;  $n_d$  – кількість рядів елементів кріплення.

Необхідну фактичну кількість цвяхів у з'єднанні визначають з умови:

$$n = k_{ef} \sqrt{n_{ef}}, \quad (3.44)$$

де  $k_{ef}$  – показник, що залежить від кроку і попереднього свердління, наведено в табл.37 та табл. 13.1 [5].

Необхідна фактична кількість болтів повинна бути не менше ефективної кількості елементів кріплення  $n_{ef}$  та не менше кількості, що визначено з умови:



$$n = \frac{\sqrt[0,9]{n_{ef}}}{\sqrt[3,6]{\frac{a_1}{13d}}}, \quad (3.45)$$

де  $a_1$  – крок паралельно волокну між з'єднувальними елементами в одному ряду.

Розміщують циліндричні нагелі на відстанях:  $a_1$  – уздовж волокон;  $a_2$  – між рядами поперек волокон;  $a_{3c}$  – від елемента до краю ненавантаженого кінця паралельно волокну;  $a_{3t}$  – від елемента до краю навантаженого кінця паралельно волокну;  $a_{4c}$  – від з'єднувального елемента до ненавантаженої грані;  $a_{4t}$  – від з'єднувального елемента до навантаженої грані (рис. 3.2).

Нагелі у стиках, які працюють на розтяг, необхідно розташовувати у два чи чотири поздовжні ряди; в конструкціях з круглих лісоматеріалів допускається шахматне розташування нагелів в два ряди.

У розрахункову довжину цвяха не враховують загострену частину довжиною  $1,5d$ , крім того з довжини цвяха виключають по 2 мм на кожний шов між з'єднуваними елементами. А також, якщо довжина кінця защемленого цвяха в прилягаючому до нього шві менше  $4d$ , то роботу цвяха в цьому шві не враховують.

Розрахункова товщина крайнього елемента, що приймається в розрахунок, становить  $a_e = l_n - a - \sum c - 2n - 1,5d_n$  мм, де  $n$  – кількість швів, що перетинаються цвяхами. За вільного виходу цвяха з пакету розрахункову товщину останнього елемента необхідно зменшувати на  $1,5d$  (рис. 3.3), тоді розрахункова товщина  $a_e = a - 1,5d_n$ . Діаметр цвяхів приймають не більше 0,25 товщини елементів, що пробиваються.

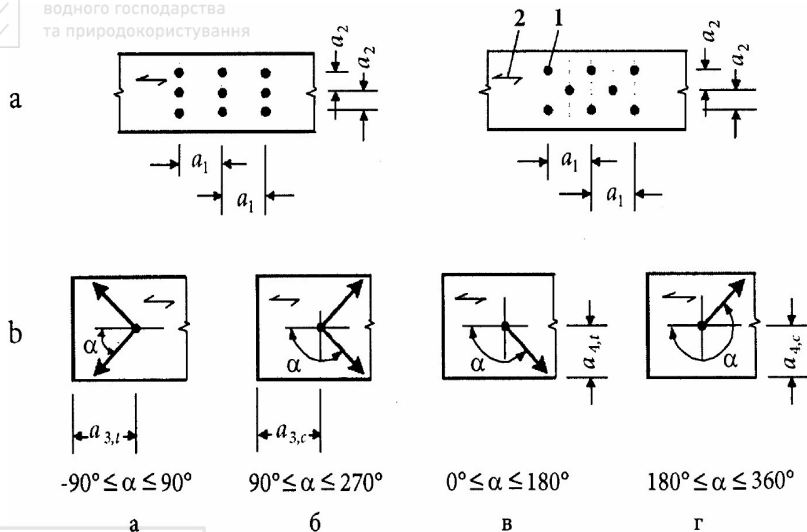


Рис. 3.2. До розміщення нагелів в з'єднанні 1 – елемент кріплення; 2 – напрям волокон

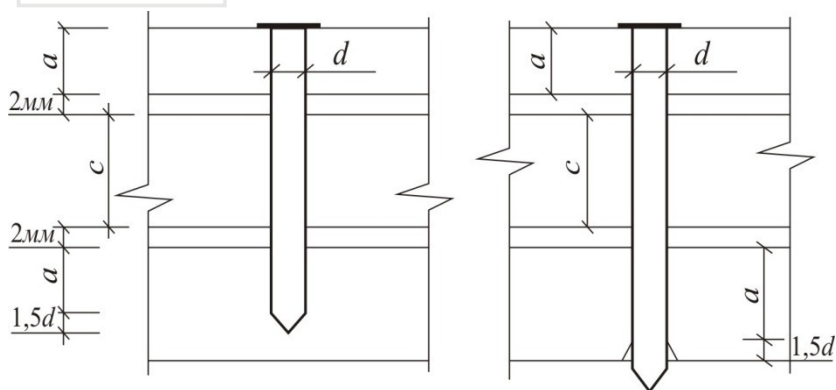


Рис. 3.3. До визначення розрахункової довжини защемлення кінця цвяха



Для гладких цвяхів глибина проникнення у поперечному напрямку повинна становити  $8d$ , а для всіх інших цвяхів глибина проникнення не менше  $6d$ .

### 3.4. Приклади розрахунку нагельних з'єднань

#### Приклад 3.2

Визначити необхідну кількість цвяхів для з'єднання консольних частин нерозрізного прогона з прольотами  $l = 6$  м. Розрахункове граничне погонне навантаження, що діє на прогон, дорівнює  $q_m = 3,34$  кН/м. Прогон складений з двох дощок поперечним перерізом кожної  $6 \times 17,5$  см. Конструкція експлуатується в умовах третього експлуатаційного класу.

*Розв'язок задачі:*

Максимальний розрахунковий граничний згинаючий момент, що виникає в прогоні

$$M_{on} = \frac{q_m l^2}{12} = \frac{3,34 \cdot 6}{12} = 10,02 \text{ кНм.}$$

Довжина консольних частин (відстань від опор до з'єднання) для рівнопрогинної схеми

$$l_1 = 0,2l = 0,21 \cdot 6 = 1,26 \text{ м.}$$

Поперечна гранична сила, яку сприймають цвяхи з однієї сторони кожного стику,

$$V_1 = \frac{M_{on} - 0,5q_m l^2}{2x_1} = \frac{10,02 - 0,5 \cdot 3,34 \cdot 1,26}{2 \cdot 1,11} = 3,57 \text{ кН,}$$

де  $x_1$  - плече рівнодіючих зусиль, що виникають у цвяхах, відносно осі опори прогону, визначиться за виразом

$$x_1 = l_1 - 0,15 = 1,26 - 0,15 = 1,11 \text{ м.}$$

Схема прогону показана на рис. 3.4.



Для сприйняття поперечної сили  $V_1$  приймаємо цвяхи  $d = 5 \text{ мм}$ , довжиною  $125 \text{ мм}$ .

Несуча здатність однорізного цвяха:

а) з умови 3.6

$$F_{v,Rd} = f_{h,1,d} t_1 d = 12,65 \cdot 60 \cdot 5 = 3795 \text{ Н} = 3,8 \text{ кН};$$

$$f_{h,1,d} = \frac{f_{h,1,k} k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{25,3 \cdot 0,65}{1,3} = 12,65 \text{ Н / мм}^2,$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,65$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для першого сорту та другого класу експлуатації табл. 4 або табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35 або табл. 7.3 [5].

Характеристичну міцність заанкерування цвяха діаметром до 8 мм у деревині без попереднього висвердлювання отворів знаходимо за виразом:

$$f_{h,1,k} = f_{h,2,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} = 0,082 \cdot 500 \cdot 5^{-0,3} = 25,3 \text{ Н / мм}^2;$$

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} = \frac{25,3}{25,3} = 1;$$

б) з умови 3.8

$$F_{v,Rd} = \frac{f_{h,1,d} t_1 d}{1 + \beta} \left[ \sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[ 1 + \frac{t_2}{t_1} + \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left( \frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left( 1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] +$$

$$+ \frac{F_{ax,Rd}}{4} = \frac{12,65 \cdot 60 \cdot 5}{1 + 1} \left[ \sqrt{1 + 2 \cdot 1^2 \left[ 1 + \frac{1}{1} + \left( \frac{1}{1} \right)^2 \right]} + 1^3 \left( \frac{1}{1} \right)^2 - 1 \left( 1 + \frac{1}{1} \right) \right] + \frac{1,5}{4} =$$

$$= 1572 \text{ Н} = 1,57 \text{ кН}.$$

Розрахункову несучу здатність на висмикування визначимо з умови 3.32

$$F_{ax,Rd} = f_{ax,d} t_{\text{pen}} d = 0,005 \cdot 60 \cdot 6 = 1,5 \text{ Н},$$

де  $d = 5 \text{ мм}$  – діаметр цвяха;  $t_{\text{pen}} = 60 \text{ мм}$  – глибина бокового проникнення цвяха;  $f_{ax,d}$  – розрахунковий опір на

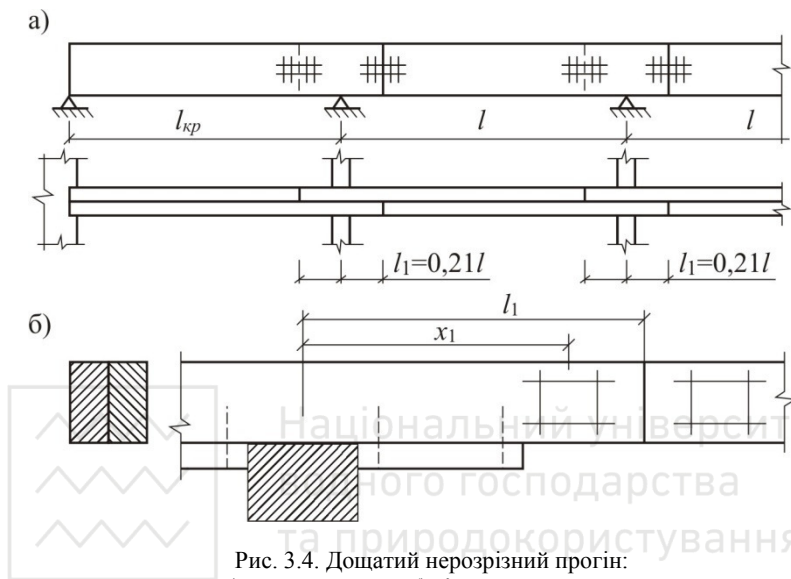


Рис. 3.4. Дощатий нерозрізний прогін:  
а) схема прогону; б) з'єднання на цвяхах

$$f_{ax,d} = \frac{f_{ax,k} k_{mod}}{\gamma_M} = \frac{0,01 \cdot 0,65}{1,3} = 0,005 H / мм^2,$$

де  $k_{mod} = 0,65$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для третього експлуатаційного класу з урахуванням дії постійних, снігових та вітрових навантажень (табл.4, табл. 8.1 [5]);  $\gamma_M = 1,3$  - коефіцієнт надійності характеристик матеріалу - деревини (табл.35, табл. 7.3 [5]);  $f_{ax,k}$  - характеристичний опір на висмикування у поперечному напрямку до волокон.

Характеристичний опір на висмикування у поперечному напрямку до волокон не менше ніж  $12d$ , визначимо

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} \rho_k^2 = 20 \cdot 10^{-6} \cdot 500 = 0,01 H / мм^2,$$





де  $\rho_k = 500 \text{ кг/м}^3$  — характеристична густина деревини сосни;

в) з умови 3.11

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1+\beta}} \sqrt{2M_{y,Rd} f_{h,1,d} d} + \frac{F_{ax,Rd}}{4} = 1,15 \sqrt{\frac{2 \cdot 1}{1+1}} \sqrt{2 \cdot 11247 \cdot 12,65 \cdot 5} + \frac{1,5}{4} =$$

$$= 1372 H = 1,37 \kappa H,$$

$$M_{y,Rd} = 0,3 f_m d^{2,6} = 0,3 \cdot 571 \cdot 5^{2,6} = 11247 H_{мм};$$

$$f_m = \frac{f_u}{\gamma_M} = \frac{600}{1,05} = 571 H / мм^2,$$

де  $\gamma_M = 1,05$  - коефіцієнт надійності характеристик матеріалу - сталі (табл.36, табл. 1.3.2 [7]).

Необхідна кількість цвяхів, що ефективно працюють з одної сторони кожного стику

$$n_{ef} = \frac{V_1}{F_{v,Rd,min}} = \frac{3,57}{1,37} \approx 3 \text{ шт.}$$

Розміщуємо цвяхи в два ряди з кроком  $10d$  в двох напрямках, тоді необхідну фактичну кількість цвяхів в з'єднанні визначаємо з умови (3.41):

$$n = \sqrt[k_{ef}] {n_{ef}} = \sqrt[0,85] {3} \approx 4 \text{ шт},$$

де  $k_{ef}$  — показник, що залежить від кроку і попереднього свердління, наведено в табл.37 та табл. 13.1 [5].

Приймаємо з кожної сторони з'єднання по чотири цвяхи, розташовані по два в два ряди.

### Приклад 3.3

Розробити вузол кріплення клеєфанерної колони до фундаменту до умови прикладу 2.15.

*Розв'язок задачі:*

Колону прикріплюємо до фундаменту за допомогою



анкерних болтів, що пропущені через металеві траверси (рис.3.5).

Болти розраховуємо за дії максимального зусилля розтягу від вітрового навантаження та постійного навантаження прийнятого з коефіцієнтом надійності  $\gamma_{f1} = 0,9$ .

$$N_{m1} = \frac{N_{m,g}}{\gamma_f} \cdot \gamma_{f1} = \frac{31,17}{1,1} \cdot 0,9 = 25,5 \text{ кН}.$$

Напруження на поверхні фундаменту знаходимо за формулою

$$\sigma = -\frac{N_{m1}}{A_{ef}} \pm \frac{M_g}{M_{ef}} = -\frac{25,5}{331,2} \pm \frac{77,14 \cdot 10}{6225} = (-0,077 \pm 0,124) \text{ кН},$$

де

$$M_g = \frac{M_{m1}}{\xi} = \frac{67,11}{0,87} = 77,14 \text{ кН},$$

тут

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N_{m1}}{3000 A_{red} f_{c,0,d} k_h k_{lam}} =$$

$$= 1 - \frac{80^2 \cdot 25,5}{3000 \cdot 264 \cdot 1,656 \cdot 0,96 \cdot 1} = 0,87,$$

де  $k_h = 0,96$  - коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив розмірів поперечного перерізу (табл. 22);  $k_{lam} = 1$  - коефіцієнт умов роботи, що враховує товщину шарів дощок, які склеюються (табл. 23).

$$\sigma_{\max} = -0,077 - 0,124 = -0,201 \text{ кН/см}^2 = -2,01 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{\min} = -0,077 + 0,124 = 0,047 \text{ кН/см}^2 = 0,47 \text{ МПа}.$$

Знаходимо розміри ділянок епюри напружень

$$x = \frac{\sigma_{\max} h}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{2,01 \cdot 60}{2,01 + 0,47} = 48,6 \text{ см};$$



$$a = \frac{h}{2} - \frac{x}{3} = \frac{60}{2} - \frac{48,6}{3} = 13,8 \text{ см};$$

$$e = h - \frac{x}{3} - S = 60 - \frac{48,6}{3} - 9 = 34,4 \text{ см},$$

де  $S = 9 \text{ см}$  – відстань від осі анкерного болта до краю колони.

Зусилля в анкерних болтах

$$Z = \frac{M_g - N_{m1}a}{e} = \frac{6711 - 25,5 \cdot 13,8}{34,4} = 184,9 \text{ кН}.$$

Площа поперечного перерізу болта

$$A_b = \frac{Z}{R_{bt} n_b} = \frac{184,9 \cdot 10}{180 \cdot 2} = 5,14 \text{ см}^2,$$

де  $R_{bt} = 180 \text{ МПа}$  – розрахунковий опір розтягу фундаментних болтів із сталі марки Ст3кп2-И (табл. 28), (табл. Ж.6, [3];  $n_b = 2$  – кількість анкерних болтів з однієї сторони колони.

Приймаємо болт  $d = 30 \text{ мм}$  з  $A_{bn} = 5,61 \text{ см}^2$ .

Кріплення опорного столика до колони проводимо за допомогою болтів. Необхідну кількість болтів визначимо з умов, як для тонких сталевих пластин зовнішнього з'єднання з двома площинами зсуву:

а) з умови зминання деревини

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{h,2,d} t_2 d = 0,5 \cdot 23,61 \cdot 600 \cdot 20 = 141660 \text{ Н} = 141,7 \text{ кН},$$

$$\begin{aligned} \text{де} \quad f_{h,2,k} &= f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k = \\ &= 0,082(1 - 0,01 \cdot 20) 500 = 32,8 \text{ Н/мм}^2, \end{aligned}$$

тут  $f_{h,0,k}$  – характеристична міцність заанкерування болта, що сприймає силу, яка діє паралельно волокну,  $d = 20 \text{ мм}$  – діаметр болта,  $\rho_k = 500 \text{ кг/м}^3$  – густина деревини сосни;

$$f_{h,2,d} = \frac{f_{h,2,k} k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{32,8 \cdot 0,9}{1,25} = 23,61 \text{ Н/мм}^2,$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,9$  - коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для другого експлуатаційного



класу 3, урахуванням дії постійних, снігових та вітрових навантажень (табл.4, табл. 8.1 [5]);  $\gamma_M = 1,25$  - коефіцієнт надійності характеристик матеріалу - деревини (табл.35, табл. 7.3 [5]);

б) з умови згину болта

$$F_{v,Rd} = 1,15 \sqrt{2 M_{y,Rd} f_{h,2,d} d} + \frac{F_{ax,Rd}}{4} =$$

$$= 1,15 \sqrt{2 \cdot 413462 \cdot 23,61 \cdot 20} + 0 = 19760 H = 19,76 kH,$$

тут  $M_{y,Rd}$  - розрахунковий момент на границі текучості, який визначимо

$$M_{y,Rd} = 0,3 f_m d^{2,6} = 0,3 \cdot 571 \cdot 20^{2,6} = 4134620,7 Hmm;$$

$$f_m = \frac{f_{u,k}}{\gamma_M} = \frac{600}{1,05} = 571 H/mm^2 - \text{розрахунковий опір болтів}$$

розтягу;  $f_{u,k} = 600 H/mm^2$  - характеристичний опір при розтягу болтів класу 6.6 (табл. 26), табл. Ж.4 [7];  $d = 20 mm$  - діаметр болта;  $f_{h,2,k}$  - характеристична міцність анкерування

болта паралельно волокну;  $\frac{F_{ax,Rk}}{4} = 0$  - вплив в'язкості будемо

рахувати невідомим, тому прийнятий нульовим.

Розрахункову несучу здатність по площині зсуву на елемент кріплення приймаємо по мінімальному значенню  $F_{v,Rd}$ , яке рівне

$$F_{v,Rd} = 19,76 kH.$$

Мінімальна розрахункова несуча здатність одного болта діаметром 20 мм дорівнює

$$F_{v,ef,Rd} = F_{v,Rd} n_s = 19,76 \cdot 2 = 39,52 kH,$$

де  $n_s = 2$  - кількість площин зсуву.

Розміщуємо болти в два ряди. Приймаємо крок розташування болтів в ряду  $7d$ .



Необхідна кількість болтів, що ефективно працюють з однієї сторони кожного стику

$$n_{ef} = \frac{Z}{F_{v,ef,Rd}} = \frac{184,9}{39,52} = 4.7 \approx 5шт,$$

Опорний вузол кріплення колони до фундаменту показано на рис.3.5.

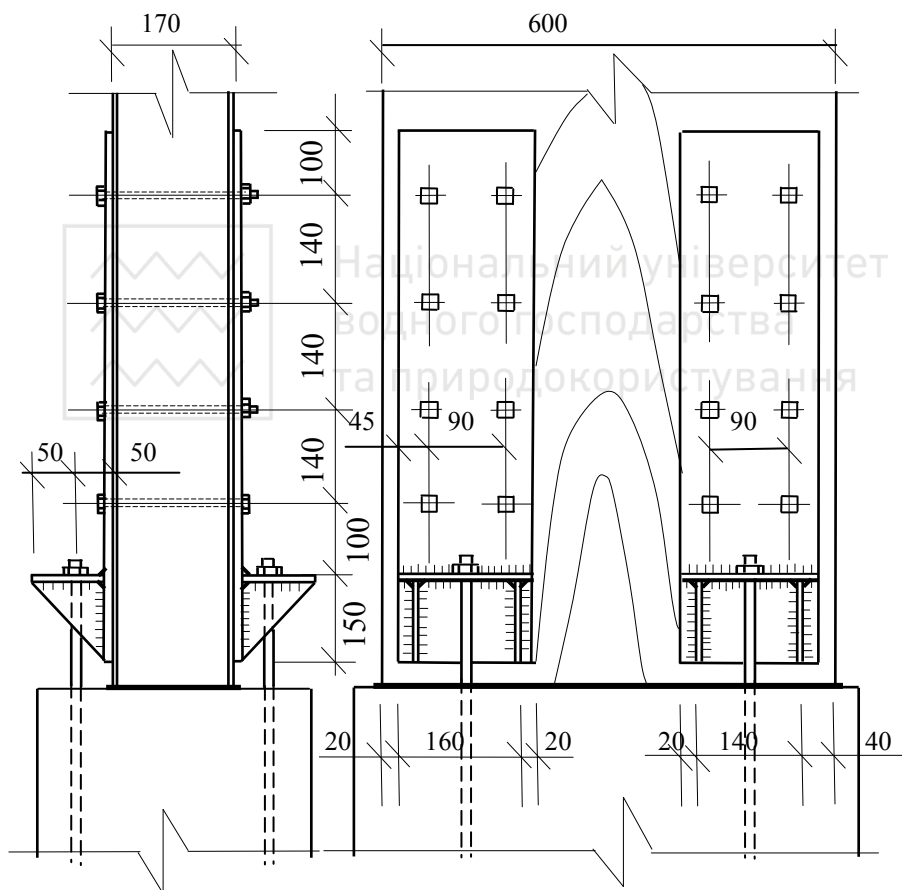


Рис.3.5. Опорний вузол кріплення колони до фундаменту



Необхідна фактична кількість болтів повинна бути не менше ефективної кількості елементів кріплення  $n_{ef}$  та не менше кількості, що визначено з умови:

$$n = \frac{\frac{0,9\sqrt{n_{ef}}}{\sqrt[3,6]{\frac{a_1}{13d}}}}{\frac{0,9\sqrt{4,7}}{\sqrt[3,6]{\frac{7d}{13d}}}} = \frac{5,58}{0,84} = 6,64 \approx 7шт,$$

де  $a_1$  – крок паралельно волокну між з'єднувальними елементами в одному ряду.

Приймаємо парну кількість болтів - вісім і розташуємо їх в два ряди, симетрично осі анкерного болта. Відстань від осі анкерного болта до осі ряду приймаємо  $2,5d = 50$  мм.



### 3.5. Клейові з'єднання

Клейові з'єднання у дерев'яних конструкціях використовуються для склеювання деревини із висушених пиломатеріалів з вологістю не більше 15%, з тим, щоб збільшити поперечні та поздовжні розміри елементів, а також для склеювання деревини з фанерою. Клеєне з'єднання виконують в заводських умовах і воно повністю забезпечує монолітність з'єднання елементів.

Для склеювання елементів дерев'яних конструкцій в основному використовуються синтетичні клеї: резорциновий, фенольно-резорциновий, алкилрезорциновий та фенольний. Ці клеї утворюють міцний водостійкий клеєний шов.

Розрізняють клеєні з'єднання:

- а) з допомогою зубчатого шипа при нарощуванні по довжині пиломатеріалів;
- б) для стикування фанери на “вус”;
- в) з допомогою зубчатого шипа уздовж волокон та під кутом до волокон по всьому перерізу елементів для стикування елементів з деревини;



г) всього ребра та пласта фрезерованих заготовок із пиломатеріалів при їх з'єднанні по ширині та висоті перерізу багат шарового пакета збільшених розмірів;

д) для приклеювання упорів у контактних з'єднаннях і анкерних кріпленнях колон до фундаменту .

Клесні з'єднання виконують таким чином, щоб з'єднання в основному працювало на зсув уздовж клеєвих швів. В окремих випадках допускається робота клеєвих швів на розтяг, перпендикулярно клеєвому шву, але при цьому зменшується несуча здатність клеєних з'єднань.

При склеюванні дерев'яні елементи з'єднуються без послаблення їх поперечного перерізу.

Для виготовлення прямолінійних елементів рекомендується використовувати пиломатеріали товщиною не більше 50 мм. Радіус згину гнотоклесних елементів в експлуатаційних класах 1 та 2 повинен складати не менше ніж 230t, а в експлуатаційному класі 3 не менше 205t.

При виконанні клейового з'єднання на зубчастий шип кут між напрямком волокон деревини двох елементів повинен бути  $\alpha \geq 80^\circ$ .

Рекомендується використовувати з'єднання з зубами завдовжки 50 мм і 32 мм з ухилом зуба 1:8, 1:10, 1:12, 1:14 і 1:16.

### 3.6. Приклади розрахунку клесних з'єднань

#### Приклад 3.4

Визначити розрахунковий поперечний переріз двосхилої дощатоклеєної балки прольотом 12 м. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від покриття та снігу: розрахунковим граничним  $q_m = 15 \text{ кН / м}$ , розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 11,3 \text{ кН / м}$ .



Експлуатується всередині приміщення, що опалюється, з вологістю повітря до 65% і температурою до 25 °С.

*Розв'язок задачі:*

Приймаємо верхній пояс балки з ухилом 1:20. Умови експлуатації відповідають температурно-вологісному класу 1. Компонування поперечного перерізу балки проводимо із соснових струганих дошок товщиною 34 мм першого сорту (до стругання 40 мм).

Розрахунковий проліт балки (див. рис. 3.6)

$$l_0 = l - 2(c/2) = 12000 - 2(250/2) = 11750 \text{ мм.}$$

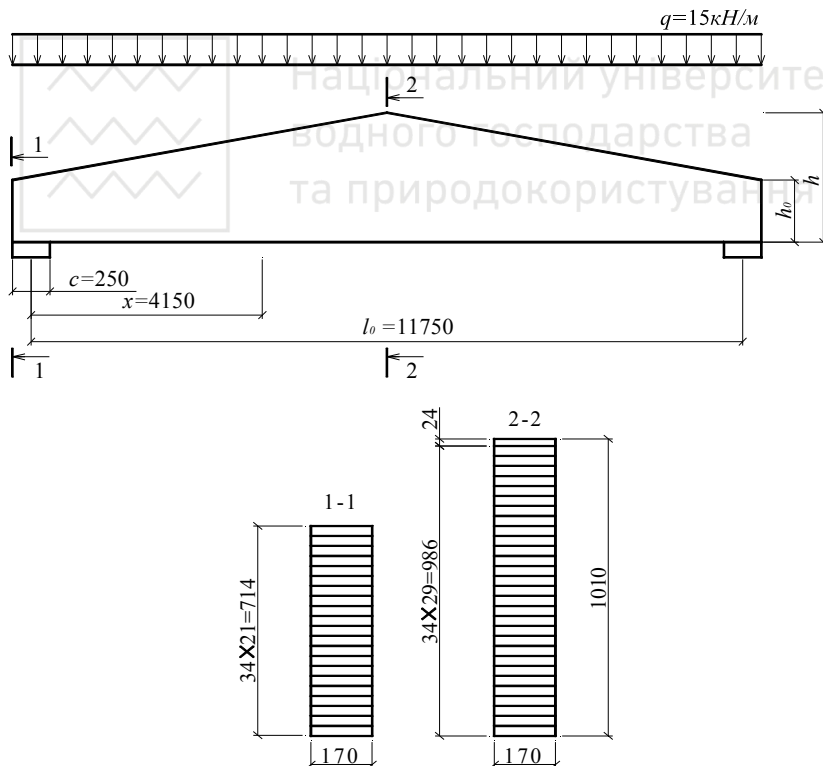


Рис. 3.6. Двоскатна дощатоклесна балка





Приймаємо ширину поперечного перерізу після фрезерування  $b = 17 \text{ см}$  (початкова ширина  $b = 17,5 \text{ см}$  – дотримуючись сортаменту (табл. 1) та рекомендацій (табл.34).

Балку на опорі приймаємо у межах

$$h_0 \geq \left(\frac{1}{17} \dots \frac{1}{15}\right)l = \left(\frac{1}{17} \dots \frac{1}{15}\right)1200 = (70,6 \dots 80) \text{ см.}$$

Враховуючи сортамент, переріз на опорі складемо із 21 дошки товщиною  $t = 34 \text{ мм}$ . Тоді висота балки на опорі

$$h_0 = 21t = 21 \cdot 3,4 = 71,4 \text{ см,}$$

а всередині прольоту

$$h_{ap} = h_0 + i \frac{l_0}{2} = 71,4 + 0,05 \frac{1175}{2} = 101 \text{ см.}$$

Самим небезпечним буде переріз балки на відстані від опори  $x$ , який визначимо

$$x = \frac{l_0 h_0}{2h} = \frac{1175 \cdot 71,5}{2 \cdot 101} = 415 \text{ см.}$$

Висота в цьому перерізі

$$h_x = h_0 + ix = 71,4 + 0,05 \cdot 415 = 92,15 \text{ см.}$$

Розрахунковий граничний згинаючий момент в даному перерізі на відстані  $x$  від опори

$$M_x = \frac{q_m(l_0 - x)x}{2} = \frac{15(11,75 - 4,15)4,15}{2} = 236,55 \text{ кН / м.}$$

Поперечний переріз балки приймаємо прямокутного перерізу, а отже момент опору балки в перерізі на відстані  $x$  від опори

$$W_y = \frac{bh_x^2}{6} = \frac{17 \cdot 92,15^2}{6} = 24060 \text{ см}^3.$$

Напруження в розрахунковому перерізі

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_x}{W_y} = \frac{23655}{24060} = 0,98 \text{ кН / см}^2 = 9,8 \text{ МПа} < f_{m,0,d} k_{lam} =$$
$$= 14,69 \cdot 1 = 14,69 \text{ МПа,}$$



де  $k_{lam} = 1$  - коефіцієнт умов роботи клеєної конструкції в залежності від товщини шарів, що склеюються (табл. 23);  $f_{m,0,d}$  - розрахунковий опір деревини згину, який визначимо з умови

$$f_{m,0,d} = k_{mod} k_h k_{sys} \frac{f_{m,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 1 \frac{27}{1,25} = 14,69 \text{ МПа},$$

де  $k_h = 0,85$  - коефіцієнт умов роботи дощатоклеєної балки, що враховує висоту (табл. 22);  $f_{m,0,k} = 27 \text{ МПа}$  - характеристичне значення опору деревини хвойних порід згину, що наведені в табл. 6;  $k_{mod} = 0,8$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл. 4, табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,25$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5].

Перевіряємо міцність балки за нормальними напруженнями всередині балки за умовою

$$\sigma_{m,d} = k_t \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} = 1,084 \frac{6 \cdot 25888}{17 \cdot 101^2} = 0,97 \text{ кН / см}^2 = 9,7 \text{ МПа} <$$

$$< f_{m,0,d} k_{lam} k_r = 14,69 \cdot 1 \cdot 1 = 14,69 \text{ МПа};$$

$$M_{ap,d} = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{15 \cdot 11,75^2}{8} = 258,88 \text{ кН / м};$$

$$k_t = k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} = 1 + 1,4 \cdot 0,05 + 5,4 \cdot 0,05^2 = 1,084,$$

де  $k_r = 1$  - коефіцієнт враховує зниження міцності внаслідок згину листів при виготовленні.

Перевіряємо міцність балки на дію радіальних розтягуючих напружень, що діють поперек волокон деревини за умовою

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6M_{ap,d}}{bh_{ap}^2} = 0,2 \cdot 0,05 \frac{6 \cdot 25888}{17 \cdot 101^2} = 0,0089 \text{ кН / см}^2 =$$

$$= 0,089 \text{ МПа} < f_{r,t,90,d} k_{lam} k_r = 0,17 \cdot 1 \cdot 1 = 0,17 \text{ МПа}.$$



## Розрахунковий опір клеєної деревини розтягу в гребеневій

зоні балки визначимо з виразу

$$f_{r,t,90,d} = k_{dis} k_{vol} f_{m,0,d} = k_{dis} k_{vol} k_{mod} k_h k_{sys} \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 1,4 \cdot 0,57 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot \frac{0,4}{1,25} = 0,17 \text{ МПа},$$

де  $k_h = 0,85$  - коефіцієнт умов роботи дощатоклеєної балки, що враховує висоту (табл. 22);  $f_{t,90,k} = 0,4 \text{ МПа}$  - характеристичне значення опору деревини хвойних порід розтягу поперек волокон, що наведені в табл. 6;  $k_{mod} = 0,8$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл.4, табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,25$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5];  $k_{dis} = 1,4$  - для двосхилих балок;  $k_{vol}$  - коефіцієнт масштабності, який для клеєних елементів визначається з виразу

$$k_{vol} = \left( \frac{V_0}{V} \right)^{0,2} = \left( \frac{0,01}{0,171} \right)^{0,2} = 0,058^{0,2} = 0,57.$$

Базовий об'єм  $V_0 = 0,01 \text{ м}^3$ . Об'єм в якому виникають напруження розтягу в гребеневій зоні визначимо за формулою:

$$V = b h_{ap}^2 (1 - 0,25 \tan \alpha) = 0,17 \cdot 1,01^2 (1 - 0,25 \cdot 0,05) = 0,171 \text{ м}^3.$$

Проводимо перевірку міцності балки в опорному перерізі від сколювання. Поперечна сила на опори

$$V_d = \frac{q l_0}{2} = \frac{15 \cdot 11,75}{2} = 88,125 \text{ кН}.$$

Перевірку міцності за дотичними сколюючими напруженнями в перерізі над опорою проводимо за формулою



$$\tau_{v,d} = \frac{V_d S}{I_y b} = \frac{88,125 \cdot 10833}{515659 \cdot 17} = 0,11 \text{ кН / см}^2 =$$

$$= 1,1 \text{ МПа} < f_{v,d} k_{lam} = 1,28 \cdot 1 = 1,28 \text{ МПа},$$

тут  $S$  - статичний момент перерізу, що зсувається

$$S = b \frac{h_0}{2} \times \frac{h_0}{4} = 17 \cdot \frac{71,4}{2} \cdot \frac{71,4}{4} = 10833 \text{ см}^3;$$

де  $I_y$  – момент інерції клеєного поперечного перерізу на опрі.

$$I_y = \frac{bh_0^3}{12} = \frac{17 \cdot 71,4^3}{12} = 515659 \text{ см}^4;$$

$f_{v,d}$  – розрахунковий опір деревини сколюванню вздовж волокон

$$f_{v,d} = k_{mod} k_{sys} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot 1 \cdot \frac{2,0}{1,25} = 1,28 \text{ МПа},$$

де  $f_{v,k} = 2,0 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід (сосни) сколюванню, що наведені в табл. 6;  $k_{mod} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл.4, табл. 8.1 [5] ;  $\gamma_M = 1,25$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5].

Перевіряємо опорну площадку балки на стиск

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_d}{cb} = \frac{88,125}{25 \cdot 17} = 0,21 \text{ кН / см}^2 = 2,1 \text{ МПа} < k_{c,90} f_{c,90,d} =$$

$$= 1,41 \cdot 1,66 = 2,34 \text{ МПа},$$

де  $k_{c,90}$  – коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання і ступінь стискаючих напружень

$$k_{c,90} = \left( 2,38 - \frac{l}{250} \right) \left( 1 + \frac{h_0}{12l} \right) = \left( 2,38 - \frac{250}{250} \right) \left( 1 + \frac{71,4}{12 \cdot 250} \right) = 1,41;$$



$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} k_{\text{sys}} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot 1 \frac{2,6}{1,25} = 1,66 \text{ МПа},$$

де  $f_{c,90,k} = 2,6 \text{ МПа}$  - характеристичний опір деревини стиску поперек волокон класу міцності С27 (табл. 6);

$l$  - довжина опорної площадки в мм.

Верх балки розкріплюємо за допомогою ребер панелей покриття через 1,5 м. Визначаємо необхідність виконання перевірки втрати стійкості плоскої форми деформування за умовою

$$l_p = 150 < \frac{140b^2}{h_{ap}k_h} = \frac{140 \cdot 17^2}{101 \cdot 0,85} = 471 \text{ см}.$$

Перевірку робити немає необхідності.

Прогин всередині прольоту балки обчислюємо за формулою

$$w = \frac{w_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l_0} \right)^2 \right] = \frac{1,67}{0,75} \left[ 1 + 18,08 \left( \frac{101}{1175} \right)^2 \right] = 2,52 \text{ см},$$

тут  $w_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e l_0^4}{E_{0,mean} I_{ap}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,113 \cdot 1175^4}{1150 \cdot 1459593} = 1,67 \text{ см};$

$$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_0}{h} = 0,15 + 0,85 \frac{71,4}{101} = 0,75;$$

$$c = 15,4 + 3,8 \frac{h_0}{h} = 15,4 + 3,8 \frac{71,4}{101} = 18,08;$$

$E = 11500 \text{ МПа} = 1150 \text{ кН} / \text{см}^2$  - модуль пружності сосни;

$I_{ap}$  - момент опору поперечного перерізу дощатоклеєної балки всередині прольоту

$$I_{ap} = \frac{bh_{ap}^3}{12} = \frac{17 \cdot 101^3}{12} = 1459593 \text{ см}^4.$$

Відносний прогин балки



$$\frac{w}{l_0} = \frac{2,52}{1175} = \frac{1}{466} < \frac{w_{fin}}{l} = \frac{1}{300}.$$

Необхідна міцність, стійкість та жорсткість балки забезпечена.

### Приклад 3.5

Підібрати поперечний переріз дощатоклеєної армованої балки прольотом 12 м. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від покриття та снігу: розрахунковим граничним  $q_m = 15 \text{ кН/м}$ , розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 11,3 \text{ кН/м}$ . Елемент експлуатується всередині приміщення, що опалюється з вологістю повітря до 85% і температурою до 30 °С.

#### *Розв'язок задачі.*

Приймаємо верхній пояс балки з ухилом 1:20. Компонування поперечного перерізу балки проводимо із соснових струганих дощок товщиною 34 мм другого сорту (до стругання 40 мм). Розрахунковий проліт балки (див. рис. 3.7)

$$l_0 = l - 2(c/2) = 12000 - 2(250/2) = 11750 \text{ мм}.$$

Приймаємо ширину поперечного перерізу після фрезерування  $b = 17 \text{ см}$  (початкова ширина  $b = 17,5 \text{ см}$ ). Умови експлуатації відповідають температурно-вологісному класу 2.

Розрахунковий проліт балки (див. рис. 3.6)

Для армування балки використовуємо гарячекатану арматуру періодичного профілю з сталі класу А400 в кількості 1,5% від площі поперечного перерізу.

Поперечний переріз армованих балок приймаємо з умови, щоб жорсткість їх була не меншою за жорсткість дощатоклеєних неармованих балок, тобто  $I_{red} = I_{ap}$ .

Виходячи з умови



$$I_{red} = \frac{bh^3}{12} \cdot \frac{1+4n\mu}{1+n\mu},$$

знаходимо необхідну висоту балки всередині прольоту

$$h_{nec} = \sqrt[3]{\frac{12(1+n\mu)I_y}{b(1+4n\mu)}} = \sqrt[3]{\frac{12(1+17,9 \cdot 0,015)1459593}{17(1+4 \cdot 17,9 \cdot 0,015)}} = 85,7 \text{ см},$$

де  $n = \frac{E_s}{E_{0,mean}} = \frac{2,06 \cdot 10^5}{11500} = 17,9$  – відношення модулів

пружності матеріалів;  $I_{ap} = 1459493 \text{ см}^4$  – момент інерції поперечного перерізу середини дощатоклеєної балки без армування (див. приклад 3.5);  $\mu = \frac{A_s}{bh} = 0,015$  – коефіцієнт армування.

Балку формуємо в середині прольоту з 27 дощок товщиною 34 мм

$$h_{ap} = nt = 27 \cdot 3,4 = 91,8 \text{ см}.$$

Приймаємо ухил верхнього поясу  $i = 0,075$ , тоді висота балки на опорі становитиме

$$h_0 = h_{ap} - i \frac{l_0}{2} = 91,8 - 0,075 \frac{1175}{2} = 47,7 \text{ см}.$$

Компонуємо висоту балки на опорі з 14 дощок товщиною 34 мм і тоді висота балки на опорі становитиме

$$h_0 = nt = 14 \cdot 3,4 = 47,6 \text{ см}.$$

Армуємо балку арматурою 2Ø40 А400 з площею  $A_s = 25,12 \text{ см}^2$ , та визначаємо процент армування

$$\mu = \frac{A_s}{bh_{ap}} = \frac{25,12}{17 \cdot 91,8} \approx 0,015.$$

Самим небезпечним буде переріз балки на відстані  $x$  від опори (рис. 3.7), який визначимо



$$x = \frac{l_0 h_0}{2h} = \frac{1175 \cdot 47,6}{2 \cdot 91,8} = 305 \text{ см.}$$

Висота в цьому перерізі

$$h_x = h_0 + ix = 47,6 + 0,075 \cdot 305 = 70,5 \text{ см.}$$

Приведений момент інерції небезпечного перерізу

$$I_{red,x} = \frac{bh_x^3}{12} \cdot \frac{1 + 4n\mu}{1 + n\mu} = \frac{17 \cdot 70,5^3}{12} \cdot \frac{1 + 4 \cdot 17,9 \cdot 0,015}{1 + 17,9 \cdot 0,015} = 811620 \text{ см}^4.$$

Розрахунковий граничний згинаючий момент в даному перерізі на відстані  $x$  від опори

$$M_x = \frac{q_m(l_0 - x)x}{2} = \frac{15(11,75 - 3,05)3,05}{2} = 199 \text{ кН} / \text{м.}$$

Перевіряємо прийнятий поперечний переріз за міцністю по максимальних нормальних напруженнях в розрахунковому перерізі

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_x h_x}{I_{red,x} 2} = \frac{19900 \cdot 70,5}{811620 \cdot 2} = 0,86 \text{ кН} / \text{см}^2 = 8,6 \text{ МПа} < f_{m,0,d} k_{lam} = 14,69 \cdot 1 = 14,69 \text{ МПа},$$

де  $k_{lam} = 1$  - коефіцієнт умов роботи клеєної конструкції в залежності від товщини шарів, що склеюються (табл. 23);  $f_{m,0,d}$  - розрахунковий опір деревини згину, який визначимо з умови

$$f_{m,0,d} = k_{mod} k_h k_{sys} \frac{f_{m,0,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot \frac{27}{1,25} = 14,69 \text{ МПа},$$

де  $k_h = 0,85$  - коефіцієнт умов роботи дощатоклеєної балки, що враховує висоту (табл. 22);  $f_{m,0,k} = 27 \text{ МПа}$  - характеристичне значення опору деревини хвойних порід згину, що наведені в табл. 6, для деревини класу міцності С27;  $k_{mod} = 0,8$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження за 2-го класу експлуатації табл.4,





табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,25$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5].

Перевіряємо міцність балки за нормальними напруженнями всередині балки за умовою

$$\sigma_{m,d} = k_l \frac{M_{ap,d} h_{ap}}{I_{red,ap} 2} = 1,084 \frac{25888 \cdot 91,8}{1791899 \cdot 12} = 0,12 \text{ кН / см}^2 = 1,2 \text{ МПа} <$$

$$< f_{m,0,d} k_{lam} k_r = 14,69 \cdot 1 \cdot 1 = 14,69 \text{ МПа};$$

$$M_{ap,d} = \frac{q_m l_0^2}{8} = \frac{15 \cdot 11,75^2}{8} = 258,88 \text{ кН / м};$$

$$k_l = k_1 = 1 + 1,4 \tan \alpha_{ap} + 5,4 \tan^2 \alpha_{ap} = 1 + 1,4 \cdot 0,05 + 5,4 \cdot 0,05^2 = 1,084,$$

де  $k_r = 1$  – коефіцієнт враховує зниження міцності внаслідок згину дощок при виготовленні.

Приведений момент інерції поперечного перерізу дощатоклеєної балки в гребені

$$I_{red,ap} = \frac{b h_{ap}^3}{12} \cdot \frac{1 + 4 n \mu}{1 + n \mu} = \frac{17 \cdot 91,8^3}{12} \cdot \frac{1 + 4 \cdot 17,9 \cdot 0,015}{1 + 17,9 \cdot 0,015} = 1791899 \text{ см}^4.$$

Перевіряємо міцність балки на дію радіальних розтягуючих напружень, що діють поперек волокон деревини за умовою

$$\sigma_{t,90,d} = k_p \frac{6 M_{ap,d}}{b h_{ap}^2} = 0,2 \cdot 0,05 \frac{6 \cdot 25888}{17 \cdot 91,8^2} = 0,011 \text{ кН / см}^2 =$$

$$= 0,11 \text{ МПа} < f_{r,t,90,d} k_{lam} k_r = 0,28 \cdot 1 \cdot 1 = 0,28 \text{ МПа}.$$

Розрахунковий опір клеєної деревини розтягу в гребеневій зоні балки визначимо з виразу

$$f_{r,t,90,d} = k_{dis} k_{vol} f_{m,0,d} = k_{dis} k_{vol} k_{mod} k_h k_{sys} \frac{f_{t,90,k}}{\gamma_M} = 1,4 \cdot 0,93 \cdot 0,8 \cdot 0,85 \cdot 1 \cdot \frac{0,4}{1,25} = 0,28 \text{ МПа},$$

де  $k_h = 0,85$  - коефіцієнт умов роботи дощатоклеєної балки,



характеристичне значення опору деревини хвойних порід розтягу поперек волокон, що наведені в табл. 6;  $k_{\text{mod}} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл.4, табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,25$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5];  $k_{\text{dis}} = 1,4$  – для двосхилих балок;  $k_{\text{vol}}$  – коефіцієнт масштабності, який для клеєних елементів встановлюється з виразу

$$k_{\text{vol}} = \left( \frac{V_0}{V} \right)^{0,2} = \left( \frac{0,01}{0,141} \right)^{0,2} = 0,071^{0,2} = 0,93$$

Базовий об'єм  $V_0 = 0,01 \text{ м}^3$ . Об'єм, в якому виникають напруження розтягу в гребеневій зоні визначимо за формулою:

$$V = b h_{\text{ap}}^2 (1 - 0,25 t g \alpha) = 0,17 \cdot 0,918^2 (1 - 0,25 \cdot 0,05) = 0,141 \text{ м}^3.$$

Перевіряємо прийнятий поперечний приведений переріз за міцністю клеєного шва на сколювання на опорі

$$\tau_d = \frac{V_d S_{\text{red},0}}{I_{\text{red},y,0} b} = \frac{88,125 \cdot 6107}{249808 \cdot 17} = 0,127 \text{ кН / см}^2 =$$
$$= 1,27 \text{ МПа} < f_{v,d} k_{\text{lam}} = 1,28 \cdot 1 = 1,28 \text{ МПа},$$

де  $V$  – поперечна сила на опорі

$$V_d = \frac{q_m l_0}{2} = \frac{15 \cdot 11,75}{2} = 88,125 \text{ кН};$$

$S_{\text{red},0}$  – статичний момент перерізу, що зсувається

$$S_{\text{red},0} = b \frac{h_0^2}{8} (1 + n \mu) = 17 \cdot \frac{47,6^2}{8} (1 + 17,9 \cdot 0,015) = 6107 \text{ см}^3;$$

$I_{\text{red},y,0}$  – приведений момент інерції поперечного перерізу балки на опорі



$$I_{red,y,0} = \frac{bh_0^3}{12} \cdot \frac{1+4n\mu}{1+n\mu} = \frac{17 \cdot 47,6^3}{12} \cdot \frac{1+4 \cdot 17,9 \cdot 0,015}{1+17,9 \cdot 0,015} = 249808 \text{ см}^4;$$

$f_{v,d}$  – розрахунковий опір сколюванню вздовж волокон

$$f_{v,d} = k_{mod} k_{sys} \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot 1 \frac{2,0}{1,25} = 1,28 \text{ МПа};$$

де  $f_{v,k} = 2,0 \text{ МПа}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід (сосни) сколюванню, що наведені в табл. 6;  $k_{mod} = 0,8$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл. 4, табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,25$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5].

Перевіряємо опорну площадку балки на стиск

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_d}{cb} = \frac{88,125}{25 \cdot 17} = 0,21 \text{ кН / см}^2 = 2,1 \text{ МПа} < k_{c,90} f_{c,90,d} =$$

$$= 1,41 \cdot 1,66 = 2,34 \text{ МПа},$$

де  $k_{c,90}$  – коефіцієнт, що враховує конфігурацію навантаження, можливість розколювання і ступінь стискаючих напружень

$$k_{c,90} = \left( 2,38 - \frac{l}{250} \right) \left( 1 + \frac{h_0}{12l} \right) = \left( 2,38 - \frac{250}{250} \right) \left( 1 + \frac{71,4}{12 \cdot 250} \right) = 1,41;$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} k_{sys} \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot 1 \frac{2,6}{1,25} = 1,66 \text{ МПа},$$

де  $f_{c,90,k} = 2,6 \text{ МПа}$  – характеристичний опір деревини стиску поперек волокон класу міцності С27 (табл. 6);  $l$  – довжина опорної площадки в мм.

Верх балки розкріплюємо за допомогою ребер панелей покриття через 1,5 м. Визначаємо необхідність виконання перевірки втрати стійкості плоскої форми деформування за умовою



$$l_p = 150 < \frac{140b^2}{h_{ap}k_h} = \frac{140 \cdot 17^2}{91,8 \cdot 0,85} = 518 \text{ см.}$$

Перевірку робити немає необхідності.

Прогин всередині прольоту балки обчислюємо за формулою

$$w = \frac{w_0}{k} \left[ 1 + c \left( \frac{h}{l_0} \right)^2 \right] = \frac{1,36}{0,59} \left[ 1 + 17,4 \left( \frac{91,8}{1175} \right)^2 \right] = 2,55 \text{ см,}$$

тут  $w_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e l_0^4}{E_{0,mean} I_{red,ap}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,113 \cdot 1175^4}{1150 \cdot 1791899} = 1,36 \text{ см;}$

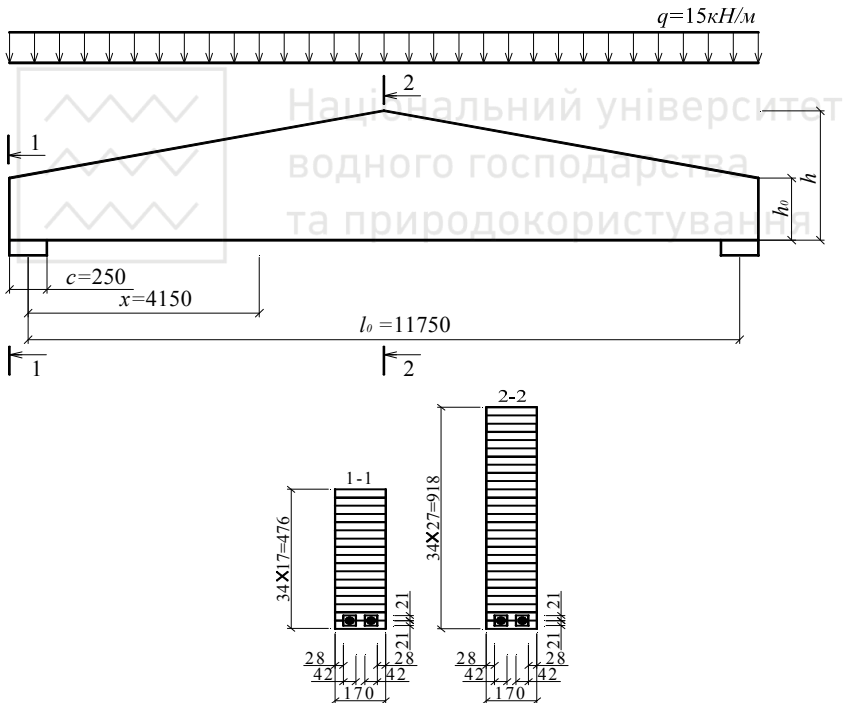


Рис. 3.7. Двоскатна армована дощатоклеєна балка



$$k = 0,15 + 0,85 \frac{h_0}{h} = 0,15 + 0,85 \frac{47,6}{91,8} = 0,59;$$

$$c = 15,4 + 3,8 \frac{h_0}{h} = 15,4 + 3,8 \frac{47,6}{91,8} = 17,4;$$

$E_{0,mean} = 11500 \text{ МПа} = 1150 \text{ кН / см}^2$  – модуль пружності  
деревини хвойних порід класу міцності С27.

Відносний прогин балки

$$\frac{w}{l_0} = \frac{2,55}{1175} = \frac{1}{461} < \frac{w_{fin}}{l} = \frac{1}{300}.$$

Міцність, стійкість та жорсткість балки забезпечена.

Поперечний переріз дощатоклеєної балки див. рис. 3.7.

### Приклад 3.6

Перевірити клейові шви між стінкою та поясами колони до  
умови прикладу 2.15.

*Розв'язок задачі:*

Перевіряємо клейовий шов на дотичні напруження між  
стінкою та поясами

$$\tau_{w,f,d} = \frac{V_m S_f \frac{E_{mean,w}}{E_{mean,f}}}{I_{red,w} n h_f} = \frac{5,85 \cdot 3121 \frac{4000}{12000}}{358074 \cdot 2 \cdot 9} = 0,001 \text{ кН / см}^2 <$$

$$f_{v,w,d} = 0,165 \text{ кН / см}^2 = 1,65 \text{ МПа},$$

де  $E_{mean,f} = 12000 \text{ МПа}$  - модуль пружності деревини класу  
С30 за табл. 6;  $E_{mean,w} = 4000 \text{ МПа}$  - модуль пружності фанери  
марки F40/30 E60/40 за табл. 26;  $n = 2$  – кількість поясів  
стійки.



Розрахунковий опір фанери на зріз (зсув)  $f_{v,w,d}$  марки

F40/30 E60/40 визначимо за формулою:

$$f_{v,w,d} = k_{\text{mod}} k_{\text{sys}} \frac{f_{v,w,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot 1 \frac{2,2}{1,2} = 1,65 \text{ МПа} = 0,165 \text{ кН} / \text{см}^2,$$

де  $f_{v,w,k} = 2,2 \text{ МПа}$  - характеристичний опір фанери марки F40/30 E60/40 зсуву (табл. 26);  $k_{\text{mod}} = 0,9$  - перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості для другого класу експлуатації табл. 4 або табл. 8.1 [5];  $\gamma_M = 1,2$  - коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35 або табл. 7.3 [5];  $k_{\text{sys}} = 1,0$  - коефіцієнт конструктивної міцності системи (п. 11.6. [5]).

Момент інерції приведений до фанерної стінки

$$I_{\text{red}, w} = I_w + I_f \frac{E_{\text{mean}, f}}{E_{\text{mean}, w}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, w}}{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, f}} = 2 \frac{t_w h_w^3}{12} + \frac{b_f [h^3 - (h - 2h_f)^3]}{12} \times \\ \times \frac{E_{\text{mean}, f}}{E_{\text{mean}, w}} \cdot \frac{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, w}}{1 + \psi_{2,i} k_{\text{def}, f}} = 2 \cdot \frac{1,2 \cdot 60^3}{12} + \frac{4 \cdot 3,4 \cdot [60^3 - (60 - 9)^3]}{12} \cdot \frac{12000}{4000} \times \\ \times \frac{1 + 1 \cdot 1}{1 + 1 \cdot 0,8} = 358074 \text{ см}^4;$$

$k_{\text{def}, f} = 0,8$ ;  $k_{\text{def}, w} = 1$  - коефіцієнти для оцінки деформацій повзучості з урахуванням відповідного експлуатаційного класу (табл. 4);  $\psi_{2,i} = 1,0$  - коефіцієнт квазіпостійної величини навантаження.

Статичний момент поясу

$$S_f = \frac{\sum b_f h_f h_0}{2} = \frac{4 \cdot 3,4 \cdot 9 \cdot 51}{2} = 3121 \text{ см}^3.$$

Міцність клейового шва забезпечена.



### 3.7. З'єднання на розтягнутих в'язях

До розтягнутих в'язів належать цвяхи та шурупи, що працюють на висмикування, аварійні болти у лобових врубках, скоби, хомути, тяжі з дроту та смужкової сталі, планки та прокладки з листової сталі, тощо.

Для сприйняття постійного та довготривалого осьового навантаження повинні використовуватися різьбові цвяхи зі сприйняттям таких навантажень через різьбову частину.

Характеристична несуча здатність одного гладкого цвяха на висмикування визначають як менше із двох величин

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} dt_{pen}; \quad (3.41)$$

$$F_{ax,Rk} = f_{head,k} dt + f_{head,k} d_h^2. \quad (3.42)$$

Характеристична несуча здатність одного різьбового цвяха на висмикування визначають як менше із двох величин

$$F_{ax,Rk} = f_{ax,k} dt_{pen}; \quad (3.43)$$

$$F_{ax,Rk} = f_{head,k} d_h^2; \quad (3.44)$$

де  $f_{ax,k}, f_{head,k}$  – характеристичні опори на висмикування та продавлювання головки цвяха в поперечному напрямку до волокон (деревина повітряносуха) за глибини проникнення не менше  $12d$

$$f_{ax,k} = 20 \cdot 10^{-6} p_k^2; \quad (3.45)$$

$$f_{head,k} = 70 \cdot 10^{-6} p_k^2; \quad (3.46)$$

$\rho_k = 500 \text{ кг/м}^3$  – характеристична густина деревини сосни;

$t_{тер}$  – глибина бокового проникнення цвяха або глибина проникнення різьбової частини цвяха в боковий елемент;  $d$  – діаметр цвяха;  $d_h$  – діаметр головки цвяха.

Для цвяхів діаметром більше 5 мм в розрахунок необхідно вводити діаметр рівний 5 мм.



Відстань між осями та кроки між цвяхами, що працюють на висмикування, застосовуються такі самі, як при роботі цвяхів в поперечному напрямку.

Зусилля  $N_b$ , що виникає в аварійному болті врубки у момент сколювання, визначають за формулою

$$N_b = N_c \operatorname{tg}(90^\circ - 31^\circ - \alpha), \quad (3.47)$$

де  $31^\circ$  – кут відхилення зусилля опору за рахунок вдавлення зуба у розтягнутий елемент;  $N_c$  – розрахункове зусилля стиснення.

### 3.8. Приклади розрахунку з'єднань на розтягнутих в'язях



#### Приклад 3.7

Виконати розрахунок аварійних болтів врубки за даними прикладу 3.1.

*Розв'язок задачі:*

Зусилля  $N_b$ , що виникає в аварійному болті у момент сколювання, визначають за формулою

$$N_b = N_c \operatorname{tg}(90^\circ - 31^\circ - \alpha) = N_c \operatorname{tg}(90^\circ - 31^\circ - 30^\circ) = 115 \cdot 0,554 = 63,71 \text{ кН},$$

де  $31^\circ$  – кут відхилення зусилля опору за рахунок вдавлення зуба у розтягнутий елемент.

Визначимо необхідну площу перерізу болта нетто

$$A_{bn} = \frac{N_b}{R_{bt}} = \frac{63,71}{22,5} = 2,83 \text{ см}^2,$$

де  $R_{bt} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН / см}^2$  – розрахунковий опір розтягу болтів класу 5.6 (табл. 26), (табл. Ж.4, [7]).





Приймаємо болт діаметром 24 мм з  $A_{bn} = 3,53 \text{ см}^2$   
(табл. 29), (Ж.8. [7]).

### 3.9. Елементи дерев'яних конструкцій складеного перерізу на податливих в'язях

Податливістю називається здатність в'язів при деформації конструкцій давати можливість елементам з деревини, що з'єднуються, зсунутися один відносно одного.

Податливість в'язів погіршує роботу елемента із складеним поперечним перерізом порівняно з суцільним. Зменшується його несуча здатність, збільшується деформативність, змінюється характер розподілу зсувних зусиль по його довжині. Розрахунок і проектування елементів із складеного поперечного перерізу необхідно вести з урахуванням податливості в'язів.

Розрахунок балок складеного перерізу на податливих в'язях проводять, як балки цільного перерізу з введенням коефіцієнтів, які враховують податливість в'язів. Міцність балки складеного перерізу на податливих в'язях визначають за формулою

$$\sigma = \frac{M}{Wk_w} \leq f_{m,0,d}, \quad (3.48)$$

де  $M$  – максимальний згинаючий момент;  $W$  – момент опору поперечного перерізу складеної балки, як балки з цілим перерізом;  $k_w$  – коефіцієнт, що враховує податливість в'язів, табл. 18;  $f_{m,0,d}$  – розрахунковий опір деревини згину.

Прогин балки складеного перерізу на податливих в'язях визначають у загальному вигляді за формулою

$$w = \frac{k p_e l^3}{E I k_p} \leq w_{fin}, \quad (3.49)$$



де  $I$  – момент інерції балки з цілим поперечним перерізом;  
 $k_p$  – коефіцієнт, який враховує зсув, що викликаний податливістю в'язів, табл. 18.

Кількість кільцевих шпонок, що ефективно працюють від опори до перерізу з максимальним моментом, визначається із умови

$$n_{ef} = \frac{1,5 M_{\max} S}{IF_{v,0,Rd}}, \quad (3.50)$$

де  $F_{v,0,Rd}$  – розрахункова несуча здатність однієї призматичної шпонки чи колодки.

Для шпонок характеристична несуча здатність  $F_{v,0,Rk}$  визначається по найменшому значенню зусилля:

за стиску шпонки чи стінки гнізда

$$F_{c,0,Rk} = f_{c,\alpha,k} h_e b; \quad (3.51)$$

за сколювання шпонки

$$F_{v,0,Rk} = k_c f_{v,k,m} l_{sp} b_s; \quad (3.52)$$

за сколювання частини бруса між шпонками

$$F_{v,0,Rk} = k_{i,v,k,m} s b, \quad (3.53)$$

де  $f_{c,\alpha,k}$  – характеристичний опір стиску деревини в гнізді під кутом  $\alpha$ ;  $f_{v,k,m}$  – середній розрахунковий опір деревини сколюванню;  $b$  – ширина брусів, що з'єднуються;  $k_c$  – коефіцієнт умов роботи на сколювання при розрахунку на дерев'яних призматичних шпонках, який приймають: для поперечних шпонок - 0,9; для поздовжніх шпонок та колодок - 0,8; для елементів, що з'єднуються поперечними шпонками - 0,85; для елементів, що з'єднуються поздовжніми шпонками та колодками - 0,7;  $l_{sp}$  – довжина шпонки;  $b_s$  – ширина шпонки;  $s$  – відстань між шпонками.

Розрахункова довжина площини сколювання елементів, що з'єднуються шпонками чи колодками, (рис. 3.6)



$$l_s = s + 0,5l_{sp}. \quad (3.54)$$

Глибина врізки шпонки повинна задовольняти умову:  
для брусів

$$2\text{см} \leq h_e \leq \frac{1}{5} h; \quad (3.55)$$

для колод

$$3\text{см} \leq h_e \leq \frac{1}{4} h. \quad (3.61)$$

Відстань між шпонками в просвіті повинна бути не менше довжини шпонки.

При з'єднанні елементів без зазору між ними відношення довжини шпонки  $l_{sp}$  до глибини врізки  $h_e$  повинно бути не менше 5.

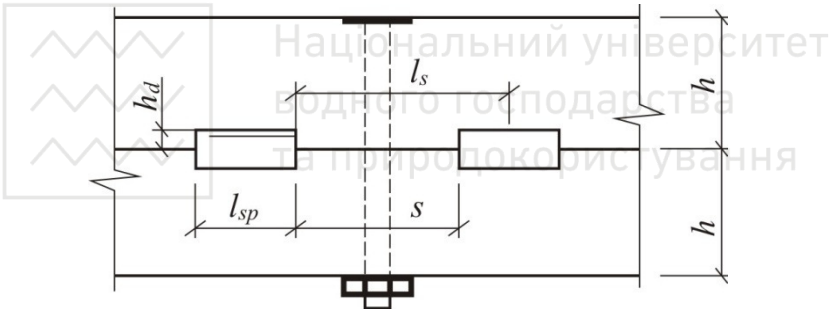


Рис. 3.8. З'єднання на дерев'яних призматичних шпонках

Зусилля розтягу, що виникає від розпору в болтах, які стягують бруси чи колоди без зазору, визначаються за формулою:

$$N_b = F_{v,0,Rd} \frac{h_e}{l_{sp}}. \quad (3.56)$$

Елементи зі складеним поперечним перерізом із брусів чи окантованих колод, з'єднаних пластинчастими нагельми, можуть використовуватися у вигляді балок чи стиснуто-згинальних наскрізних конструкцій прольотами 6...21 м. Такі



елементи використовуються тільки при одно пролітній схемі роботи.

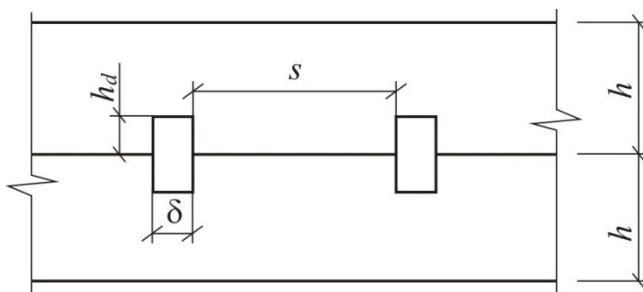


Рис. 3.9. З'єднання на пластинчатих нагелях

В балках нагельні пластинки встановлюються на ділянках  $0,4l$  від опор та розміщують рівномірно, а їх кількість визначається за формулою

$$n_{ef} \geq 1,5 M_1 S / IF_{v,0,Rd} \quad (3.57)$$

### 3.10. Приклади розрахунку елементів дерев'яних конструкцій складеного перерізу на поддатливих в'язях

#### Приклад 3.8

Запроектувати балки покриття прольотом  $7 \text{ м}$ , розташовані з кроком  $3 \text{ м}$ , із брусів складеного поперечного перерізу на дубових пластинчатих шпонках односхилого покриття тимчасової будівлі складу (рис. 3.9). Покриття холодне, покрівля з руберойду з ухилом  $0,1$ . Робота конструкції передбачається за умов 3-го експлуатаційного класу у третьому сніговому районі. Термін експлуатації, що



передбачається – 10 років. Балка виготовлена з сосни другого сорту.

### Розв'язок задачі:

Згідно із ДБН В.1.2-2:2006 снігове характеристичне навантаження на горизонтальну проекцію покриття для III району за кута ухилу покрівлі  $\alpha \leq 25^\circ$  та  $c=1$  дорівнює  $S_0 = 820 \text{ Па}$ . Приймаючи коефіцієнт власної ваги балки  $k_{\text{вв}} = 12$ , визначимо характеристичне навантаження від балки на горизонтальну проекцію за формулою

$$g_{\text{вв}} = \frac{g_e + S_e}{\frac{k_{\text{вв}} l}{1000} - 1} = \frac{0,3 + 0,82}{\frac{12 \cdot 7}{1000} - 1} = 0,103 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

де  $l$  - проліт балки.

Характеристичне навантаження від покриття:  
гідроізоляційний килим із руберойду –

$$g_1 = 0,06 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

суцільний діагональний настил із дошок товщиною 3 см –

$$g_2 = (0,03 \cdot 1,0 \cdot 1,0) \rho = (0,03 \cdot 1,0 \cdot 1,0) \cdot 6 = 0,18 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

прогони покрівлі  $8 \times 12,5 \text{ см}$  –

$$g_3 = (0,08 \cdot 0,125 \cdot 1) \rho = (0,08 \cdot 0,125 \cdot 1) \cdot 6 = 0,06 \text{ кН} / \text{м}^2;$$

всього

$$g_n = g_1 + g_2 + g_3 = 0,06 + 0,18 + 0,06 = 0,3 \text{ кН} / \text{м}^2,$$

де  $\rho_k = 6 \text{ кН} / \text{м}^3$  - густина деревини сосни.

Повні розрахункові навантаження на 1 погонний метр балки:  
експлуатаційні

$$q_e = (g_n \gamma_{fe} + g_{\text{вв}} \gamma_{fe} + S_0 \gamma_{fe}) B = (0,3 \cdot 1,0 + 0,103 \cdot 1,0 + 0,82 \cdot 0,49) \times$$

$$\times 3 = 2,41 \text{ кНм},$$

граничні



$$q_m = (g_1 \gamma_{fm} + g_2 \gamma_{fm} + g_3 \gamma_{fm} + g_{\text{вв}} \gamma_{fm} + S_0 \gamma_{fm}) B =$$

$$= (0,06 \cdot 1,3 + 0,18 \cdot 1,1 + 0,06 \cdot 1,1 + 0,103 \cdot 1,1 + 0,82 \cdot 0,69) \times 3 =$$

$$= 1,021 \cdot 3 = 3,063 \text{ кН / м},$$

де  $\gamma_{fe}$ ,  $\gamma_{fm}$  - коефіцієнти надійності за навантаженням, які призначаються згідно із табл. 30 та табл. 5.1, 8.1, 8.3 ДБН В.1.2-2:2006 [6], для гідроізоляційного килиму, що влаштовується на будівельному майданчику  $\gamma_{fe} = 1$ ,  $\gamma_{fm} = 1,3$ ; для дерев'яних елементів -  $\gamma_{fe} = 1$ ,  $\gamma_{fm} = 1,1$ ; для снігового навантаження -  $\gamma_{fe} = 0,49$ ,  $\gamma_{fm} = 0,69$ .

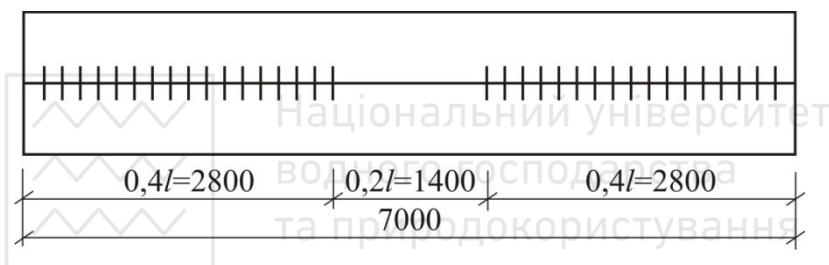


Рис. 3.10. Балка з складеним поперечним перерізом на пластинчатих нагелях

Визначаємо розрахунковий граничний згинаючий момент

$$M = \frac{q_m l^2}{8} = \frac{3,063 \cdot 7^2}{8} = 18,76 \text{ кНм};$$

розрахункову граничну поперечну силу

$$V_d = \frac{q_m l}{2} = \frac{3,063 \cdot 7}{2} = 10,72 \text{ кН}.$$

Балку komponуємо із двох брусів прямокутного перерізу зі сторонами  $b h_1 = 15 \times 17,5 \text{ см}$  (табл. 1). Розрахунковий опір деревини визначаємо з виразу



$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,65 \frac{24}{1,3} = 12 \text{ МПа},$$

де  $f_{m,k}$  – характеристичне значення опору деревини хвойних порід згину приймаємо для класу міцності С24, що наведені в табл. 6 (для другого сорту деревини необхідно приймати клас міцності не менше С20, табл. 38);  $k_{\text{mod}}$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості табл. 4, табл. 8.1 [5];  $\gamma_M$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35, табл. 7.3 [5].

Визначаємо момент опору прийнятого складеного поперечного перерізу балки

$$W_e = W_n k_w = \frac{bh^2}{6} k_w = \frac{15 \cdot 35^2}{6} 0,9 = 2756 \text{ см}^3,$$

де  $k_w = 0,9$  – коефіцієнт, що враховує податливість в'язів (табл. 18); де  $h = 2h_1$  – висота складеної балки.

Перевіряємо міцність прийнятого перерізу за нормальними напруженнями

$$\begin{aligned} \sigma_{m,0,d} &= \frac{M}{W_e} = \frac{18,76 \cdot 10^2}{2756} = 0,681 \text{ кН / см}^2 = \\ &= 6,81 \text{ МПа} < f_{m,d} = 12 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Отже міцність балки за нормальним перерізом забезпечена.

Розраховуємо з'єднання на пластинчатих нагелях. Маючи на увазі те, що ширина брусів, які з'єднуються  $b = 150 \text{ мм}$ , пластинки приймаємо наскрізними із такими геометричними характеристиками: товщина  $t = 14 \text{ мм}$ , ширина  $b_d = 150 \text{ мм}$ , довжина  $l_d = 78 \text{ мм}$ , глибина гнізда  $h_e = 40 \text{ мм}$ .

Крок пластинок приймаємо із умови

$$s = 3,5h_e + t = 3,5 \cdot 40 + 14 = 154 \text{ мм} \approx 160 \text{ мм}.$$

Розрахункову несучу здатність одного пластинчатого нагеля визначаємо за формулою з урахуванням  $k_{\text{mod}}$ .



$$T_d = 0,75 b_d k_{\text{mod}} = 0,75 \cdot 15 \cdot 0,65 = 7,31 \text{ кН}.$$

Враховуючи те, що навантаження на балку діє симетрично, у шві на середній ділянці балки довжиною  $0,2l = 0,2 \cdot 700 = 140 \text{ см}$  пластини не ставимо.

Необхідна кількість пластинчатих нагелів, які необхідно розмістити на ділянці балки довжиною  $0,4l$ , визначимо за формулою 3.63

$$n_{ef} = \frac{1,5MS_y}{I_y T_d} = \frac{1,5 \cdot 18,76 \cdot 2297}{53594 \cdot 7,31} = 16,5 \approx 17 \text{ шт},$$

тут  $S_y$  - статичний момент бруто частини поперечного перерізу, що зсувається, визначиться за виразом

$$S_y = b \frac{h}{2} \cdot \frac{h}{4} = 15 \cdot \frac{35}{2} \cdot \frac{35}{4} = 2297 \text{ см}^3;$$

$I_y$  - момент інерції складеного поперечного перерізу бруто

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{15 \cdot 35^3}{12} = 53594 \text{ см}^4.$$

Кількість нагелів, які можна розмістити на ділянці балки довжиною  $0,4l$  за кроку  $12 \text{ см}$ ,

$$n = \frac{0,4l}{s} = \frac{0,4 \cdot 700}{16} = 17 \text{ шт}.$$

На ділянці  $0,4l$  розміщуємо 17 пластинчастих нагелів. Так як  $n = 17 = n_{ef} = 17$ , то умова розташування нагелів виконана.

Перевіряємо жорсткість балки.

Визначаємо прогин балки за формулою

$$w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_e l^4}{E_{0,mean} I_{k_d}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0241 \cdot 700^4}{1100 \cdot 53594 \cdot 0,75} = 1,7 \text{ см}.$$

де  $E = 11000 \text{ МПа} = 1100 \text{ кН} / \text{см}^2$  - модуль пружності деревини хвойних порід класу міцності С24, табл. 6.

Відносний прогин балки





$$\frac{w_{\text{я}}}{l} = \frac{1,7}{700} = \frac{1}{411} < \frac{w_0}{l} = \frac{1}{200},$$

тобто необхідна жорсткість балки забезпечена.

Балці необхідно надати попередній будівельний вигин

$$w_1 = 1,5w = 1,5 \cdot 1,7 = 2,55 \text{ см.}$$

В опорних вузлах на відстані 50 см від осі опори встановлюємо стяжні болти  $d = 20 \text{ мм}$ .

### 3.11. Задачі для самостійного виконання

#### Задача 3.1

Перевірити несучу здатність опорного вузла ферми, виготовленого у вигляді лобової врубки з одним зубом (рис. 3.1). Поперечний переріз поясів ферми  $bh = 175 \cdot 225 \text{ мм}$ . Кут між поясами ферми  $\alpha = 30^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,5$ ;  $\cos \alpha = 0,87$ ). Розрахункове зусилля у верхньому поясі  $N_c = 145 \text{ кН}$ , опорна реакція  $F_r = 65 \text{ кН}$ . Ферма виготовлена з деревини хвойних порід з класом міцності С50 і експлуатується всередині приміщення, що не обігрівається.

#### Задача 3.2

Перевірити несучу здатність опорного вузла ферми, виготовленого у вигляді лобової врубки з одним зубом (рис. 3.1). Поперечний переріз поясів ферми  $bh = 150 \times 200 \text{ мм}$ . Кут між поясами ферми  $\alpha = 25^\circ$ . Розрахункове зусилля у верхньому поясі  $N_c = 150 \text{ кН}$ , опорна реакція  $F_r = 75 \text{ кН}$ . Ферма виготовлена з деревини хвойних порід з класом міцності С45 і використовується всередині приміщення, що опалюється з вологістю нище 85%.



### Задача 3.3

Перевірити несучу здатність опорного вузла ферми тимчасової споруди, виготовленого у вигляді лобової врубки з одним зубом (рис. 3.1). Поперечний переріз поясів ферми  $bh = 175 \times 225$  мм. Кут між поясами ферми  $\alpha = 30^\circ$  ( $\sin \alpha = 0,5$ ;  $\cos \alpha = 0,87$ ). Розрахункове зусилля у верхньому поясі  $N_c = 140$  кН, опорна реакція  $F_r = 50$  кН. Ферма виготовлена з листяних порід класу міцності D40 і експлуатується в умовах експлуатаційного класу 3.

### Задача 3.4

Визначити глибину врубки розкосу у верхньому поясі ферми, виготовлений з деревини хвойних порід з класом міцності C50 розмірами  $175 \times 175$  мм. Кут, з яким сходиться пояс ферми з розкосом,  $\alpha = 60^\circ$ . Розкос виконаний із соснового бруса перерізом  $125 \times 175$  мм. Ферма експлуатується в умовах експлуатаційного класу 3.

### Задача 3.5

Визначити глибину врубки розкосу у верхній пояс ферми тимчасової споруди, який виготовлений з розмірами  $175 \times 150$  мм. Кут, з яким сходиться пояс ферми з розкосом,  $\alpha = 56^\circ$ . Розкос виконаний із бруса хвойних порід з класом міцності C30 перерізом  $125 \times 150$  мм. Ферма експлуатується в умовах експлуатаційного класу 3.

### Задача 3.6

Підібрати нерозрізний прогін із ялинових дошок прольотом  $l = 6$  м. Розрахункове погонне навантаження, що діє на



прогін, дорівнює  $0,93 \text{ кН/м}$ . Визначити необхідну кількість цвяхів для з'єднання елементів прогону. Конструкція використовується в умовах експлуатаційного класу 3.

### Задача 3.7

Визначити необхідну кількість цвяхів для з'єднання нерозрізного прогону з прольотами  $l = 5 \text{ м}$ . Розрахункове погонне навантаження, що діє на прогін, дорівнює  $1,35 \text{ кН/м}$ . Прогін складений з двох соснових дошок поперечним перерізом кожної  $5 \times 17,5 \text{ см}$ . Конструкція із другого сорту деревини і експлуатується в середині неопалюваного приміщення.



### Задача 3.8

Підібрати нерозрізний прогін із дошок модрина другого сорту прольотом  $l = 4,5 \text{ м}$ . Розрахункове погонне навантаження, що діє на прогін, дорівнює  $1,2 \text{ кН/м}$ . Визначити необхідну кількість цвяхів для з'єднання елементів прогону. Конструкція експлуатується в умовах експлуатаційного класу 3.

### Задача 3.9

Підібрати нерозрізну багатопролітну балку, із двох дошок осики для тимчасової споруди та визначити необхідну кількість цвяхів для з'єднання елементів. Крок опор, на яку спирається балка,  $l = 3 \text{ м}$ . Розрахункове погонне навантаження на елемент від дії постійних і тривалих навантажень дорівнює  $3,9 \text{ кН/м}$ . Конструкція має використовуватися всередині неопалюваного приміщення.



### Задача 3.10

Визначити несучу здатність розтягнутого дерев'яного бруса із поперечним перерізом  $150 \times 100$  мм. Елемент працює всередині приміщення з вологістю вище 85% , яке опалюється. Підібрати та розставити сталі болти для подовження елемента. Брус виготовлений з ялиці 1-го сорту. З'єднання розглядати симетричним. Брус сприймає дію постійних і тривалих навантажень.

### Задача 3.11

Визначити несучу здатність розтягнутого елемента тимчасової споруди, який кріпиться до основного елемента 6 цвяхами  $5 \times 125$  мм. Елемент виготовлений із листяних порід з класом міцності деревини D30, поперечним перерізом  $40 \times 125$  мм. З'єднання на цвяхах симетричне і працює вздовж волокон. Конструкція експлуатується всередині приміщення, що не опалюється. Елемент сприймає дію постійних і тривалих навантажень.

### Задача 3.12

Визначити несучу здатність болтового з'єднання, що складається з двох сталіх болтів діаметром 16 мм, за даними прикладу 2.4. З'єднання розглядати симетричним. Встановити мінімальну несучу здатність елемента у поєднанні із вузлом кріплення. З'єднання сприймає дію постійних і тривалих навантажень.

### Задача 3.13

Розрахувати болтове з'єднання із сталіх болтів для кріплення брущатої стійки прикладу 2.5. З'єднання розглядати симетричним.



### Задача 3.14

Розрахувати несучу здатність з'єднання розтягнутого елемента тимчасової споруди, який кріпиться до основного елемента цвяхами  $5 \times 125$  мм. Елемент виготовлений із листяних порід з класом міцності деревини D30, поперечним перерізом  $40 \times 150$  мм. Визначити необхідну кількість цвяхів, які працюють на поперечний згин з дією зусиль вздовж волокон у симетричному з'єднанні елемента з конструкцією. Конструкція експлуатується всередині приміщення, що не опалюється. Елемент сприймає дію постійних і тривалих навантажень.



### Задача 3.15

Розрахувати та запроектувати рівномічне симетричне з'єднання на цвяхах соснової дошки поперечним перерізом  $50 \times 150$  мм з вузлом конструкції. Дошка виготовлена із сосни 1-го сорту і працює на розтяг вздовж волокон. Конструкція експлуатується всередині приміщення, що опалюється з вологістю зовнішнього середовища до 65%. З'єднання сприймає дію постійних і тривалих навантажень.

### Задача 3.16

Розрахувати та законструювати рівномічне симетричне з'єднання на сталевих болтах для кріплення соснового бруса поперечним перерізом  $150 \times 200$  мм до вузла конструкції. Брус виготовлений із сосни 1-го сорту і працює на розтяг вздовж волокон. Конструкція експлуатується всередині приміщення, що опалюється з вологістю зовнішнього середовища до 85%. З'єднання сприймає дію постійних і короткотривалих навантажень.



### Задача 3.17

Підібрати поперечний переріз двоскатної балки покриття прольотом 15 м, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: розрахунковим граничним  $q_m = 13 \text{ кН/м}$ , експлуатаційним  $q_e = 9,3 \text{ кН/м}$ . Балка експлуатується всередині приміщення, що опалюється, з вологістю повітря до 85% і температурою до  $25^0 \text{ С}$ .

### Задача 3.18

Перевірити міцність та жорсткість дощатоклеєної двосхилої балки покриття прямокутного поперечного перерізу. Ширина балки, після чистої обробки, 160 мм, висота на опорі  $h_0 = 680 \text{ мм}$ , в прольоті – 1000 мм. Проліт, що перекриває балка, рівний 12 м. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: розрахунковим граничним  $q_m = 14,3 \text{ кН/м}$ , розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 13,4 \text{ кН/м}$ . Дощатоклеєна балка виготовлена із дошок сосни 1-го сорту товщиною 40 мм до стругання. Експлуатується всередині опалюваного приміщення за температури до  $25^0 \text{ С}$  та відносної вологості повітря до 75%.

### Задача 3.19

Визначити розрахунковий поперечний переріз двосхилої балки покриття прольотом 18 м, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: розрахунковим граничним  $q_m = 13 \text{ кН/м}$ , експлуатаційним  $q_e = 9,3 \text{ кН/м}$ . Балка експлуатується всередині приміщення, що не опалюється.



### Задача 3.20

Підібрати поперечний переріз клеєної балки покриття прольотом 9 м, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 12,4 \text{ кН/м}$  та граничним  $q_m = 14,3 \text{ кН/м}$ . Балка експлуатується всередині приміщення, що не опалюється.

### Задача 3.21

Визначити допустиме характеристичне погонне навантаження на дощатоклеєну балку прямокутного перерізу з розмірами 160×612 мм прольотом 7,5 м. Балка виготовлена з дошок сосни другого сорту товщиною 40 мм до стругання і експлуатується всередині опалюваного приміщення за температури до 25° та відносної вологості повітря до 75%. На балку діють постійні і тривалі навантаження.

### Задача 3.22

Визначити допустиме погонне характеристичне навантаження на дощатоклеєну балку прямокутного перерізу з розмірами 135×544 мм. Балка виготовлена з дошок ялини першого сорту товщиною 40 мм до стругання і експлуатується всередині приміщення, що не опалюється. Елемент сприймає дію постійних і тривалих навантажень. Розрахунковий проліт балки 8,75 м.

### Задача 3.23

Перевірити міцність та жорсткість дощатоклеєної балки перекриття прямокутного поперечного перерізу розмірами 135×340 мм прольотом 6 м, яка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням: розрахунковим граничним



$q_m = 14,3 \text{ кН/м}$ , розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 12,4 \text{ кН/м}$ . Дощатоклеєна балка виготовлена із дошок сосни 2-го сорту товщиною 40 мм до стругання і експлуатується в середині опалюваного приміщення за температури в  $20^\circ$  та відносної вологості повітря до 75%. Елемент сприймає дію постійних і короточасних навантажень.

### Задача 3.24

Підібрати поперечний переріз дощатоклеєної армованої балки прольотом 18 м. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від покриття та снігу: розрахунковим граничним  $q_m = 16,2 \text{ кН/м}$ , розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 12,3 \text{ кН/м}$ . Елемент експлуатується всередині приміщення, що опалюється, з вологістю повітря до 85% і температурою до  $30^\circ \text{C}$ .

### Задача 3.25

Підібрати поперечний переріз дощатоклеєної армованої балки прольотом 18 м. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від покриття та снігу: розрахунковим граничним  $q_m = 14 \text{ кН/м}$ , розрахунковим експлуатаційним  $q_e = 11 \text{ кН/м}$ . Елемент експлуатується всередині приміщення, що не опалюється.

### Задача 3.26

Підібрати поперечний переріз дощатоклеєної армованої балки прольотом 12 м. Балка завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від покриття та снігу: розрахунковим граничним  $q_m = 12 \text{ кН/м}$ , розрахунковим





експлуатаційним  $q_e = 8,3 \text{ кН/м}$ . Елемент експлуатується всередині приміщення, що не опалюється.

### **Задача 3.27**

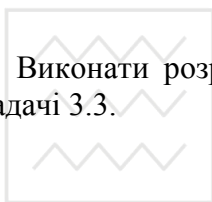
Виконати розрахунок аварійних болтів врубки за даними задачі 3.1.

### **Задача 3.28**

Виконати розрахунок аварійних болтів врубки за даними задачі 3.2.

### **Задача 3.29**

Виконати розрахунок аварійних болтів врубки за даними задачі 3.3.



### **Задача 3.30**

Виконати розрахунок аварійних болтів врубки за даними задачі 3.4.

### **Задача 3.31**

Виконати розрахунок аварійних болтів врубки за даними задачі 3.5.

### **Задача 3.32**

Запроектувати балки покриття тимчасової будівлі прольотом 9 м, розташовані з кроком 2 м, із брусів складеного поперечного перерізу на дубових пластинчатих нагелях односкілого покриття будівлі. Покриття холодне, покрівля із руберойду з ухилом 0,1. Конструкція експлуатується в



### Задача 3.33

Запроектувати балки перекриття прольотом 9 м, розташовані з кроком 1,5 м, із брусів складеного поперечного перерізу на дубових пластинчатих нагелях. Розрахункове рівномірне погонне граничне навантаження на балку становить 6 кН/м; експлуатаційне – 4 кН/м. Конструкція експлуатується в холодному приміщенні тимчасової споруди. Матеріал, що пропонується до використання із листяних порід з класом міцності деревини D24. Елемент сприймає дію постійних і короткочасних навантажень.

### Задача 3.34

Запроектувати балки перекриття прольотом 9 м, розташовані з кроком 2 м, із брусів складеного поперечного перерізу на дубових пластинчатих нагелях. Розрахункове рівномірно-розподілене експлуатаційне навантаження на перекриття включаючи власну вагу балки становить 2 кН/м<sup>2</sup>; граничне – 3 кН/м<sup>2</sup>. Конструкція експлуатується в холодному приміщенні тимчасової споруди. Матеріал, що пропонується до використання - ялиця першого сорту. Балка сприймає дію постійних і короткочасних навантажень.

### Задача 3.35

Однопролітна балка складеного поперечного перерізу із ялинових брусів на дубових пластинчатих нагелях довжиною 7 м опирається на цегляну стіну (по 0,2 м). Сприймає рівномірно розподілене розрахункове граничне навантаження  $q_m = 6,5 \text{ кН/м}$ . Поперечний переріз балки скомпонований із двох брусів прямокутного перерізу зі сторонами



$bh = 15 \times 17,5$  см. Пластинчаті дубові нагелі товщиною  $t = 15$  мм, шириною  $b = 150$  мм та довжиною  $l_a = 78$  мм вставлені на приопорних ділянках балки довжиною  $0,4l$  з кроком  $16$  см в кількості  $17$  шт. Середній коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,15$ . Балка експлуатується всередині холодного приміщення. Використаний матеріал для конструкції – хвойні породи першого сорту. Елемент сприймає дію постійних та короткочасних навантажень.

Перевірити міцність та жорсткість балки.

### Задача 3.36

Однопролітна балка складеного поперечного перерізу із ялинових брусів на дубових пластинчатих нагелях довжиною  $7$  м опирається на цегляну стіну (по  $0,2$  м) і сприймає рівномірно розподілене розрахункове граничне навантаження  $q_m = 6,5$  кН / м. Поперечний переріз балки скомпонований із двох брусів прямокутного перерізу зі сторонами  $bh = 15 \times 17,5$  см. Пластинчаті дубові нагелі товщиною  $t = 15$  мм, шириною  $b = 150$  мм та довжиною  $l_a = 78$  мм вставлені на приопорних ділянках балки довжиною  $0,4l$  з кроком  $17$  см в кількості  $16$  шт. Середній коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,15$ . Балка експлуатується всередині тимчасового приміщення, що опалюється за вологості до  $60\%$ . Використаний матеріал для конструкції – хвойні породи першого сорту. Елемент сприймає дію постійних та короткочасних навантажень.

Перевірити міцність та жорсткість балки.

### Задача 3.37

Однопролітна балка складеного поперечного перерізу із соснових брусів другого сорту на дубових пластинчатих



нагелях довжиною 9 м опирається на цегляну стіну (по 0,2 м ) і сприймає згинаючий розрахунковий граничний момент  $M_{\max} = 54 \text{ кНм}$  від постійних і тривалих навантажень. Балка скомпонована із двох брусів прямокутного перерізу зі сторонами  $bh = 15 \times 20 \text{ см}$ . Середній коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,17$ . Балка експлуатується всередині холодного приміщення.

Підібрати пластинчаті нагелі та перевірити міцність і жорсткість балки.

### Задача 3.38

Однопролітна балка складеного поперечного перерізу із соснових брусів другого сорту на дубових пластинчатих нагелях довжиною 9 м опирається на цегляну стіну (по 0,2 м ) і сприймає згинаючий розрахунковий граничний момент  $M_{\max} = 54 \text{ кНм}$  від постійних і короточасних навантажень. Балка скомпонована із двох брусів прямокутного перерізу зі сторонами  $bh = 15 \times 20 \text{ см}$ . Середній коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,17$ . Балка експлуатується всередині холодного приміщення.

Підібрати пластинчаті нагелі та перевірити міцність і жорсткість балки.

### Задача 3.39

Однопролітна балка складеного поперечного перерізу із соснових брусів першого сорту на дубових пластинчатих нагелях довжиною 6,6 м опирається на цегляну стіну (по 0,2 м ) і сприймає згинаючий розрахунковий граничний момент  $M_{\max} = 54 \text{ кНм}$  від постійних і короточасних навантажень. Балка скомпонована із двох брусів прямокутного перерізу зі сторонами  $bh = 15 \times 20 \text{ см}$ . Середній



коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_f = 1,17$ . Балка експлуатується всередині холодного приміщення.

Підібрати пластинчаті нагелі та перевірити міцність і жорсткість балки.

### Задача 3.40

Запроектувати балки покриття прольотом 8 м, розташовані з кроком 2 м, із брусів складеного поперечного перерізу на пластинчатих нагелях односхилого покриття тимчасової будівлі. Покриття холодне, покрівля із руберойду з ухилом 0,1. Район будівництва - Володимир-Волинський. Матеріал балки – вільха.

### Задача 3.41

Запроектувати балки покриття прольотом 7 м, розташовані з кроком 2 м, із брусів складеного поперечного перерізу на пластинчатих нагелях односхилого покриття тимчасової будівлі. Покриття холодне, покрівля із руберойду з ухилом 0,1. Район будівництва - Тернопіль. Матеріал балки – ялина.

### Задача 3.42

Запроектувати балки покриття прольотом 6 м, розташовані з кроком 3 м, з брусів складеного поперечного перерізу на пластинчатих нагелях односхилого покриття тимчасової будівлі. Покриття холодне, покрівля із руберойду з ухилом 0,1. Район будівництва - Кузнецовськ. Матеріал балки – ялиця.

### Задача 3.43

Запроектувати балку покриття прольотом 6 м, яка



розташовується з кроком 2 м, та виготовлена з брусів складеного поперечного перерізу на пластинчатих нагелях односкілого покриття тимчасової будівлі. Покриття холодне, покрівля із руберойду з ухилом 0,1. Район будівництва - Кузнецовськ. Матеріал балки – вільха.

## **4. ОСОБЛИВОСТІ ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ПЛАСТМАС**

### **4.1. Використання полімерних матеріалів та конструкцій із пластмас**

Полімерні матеріали та пластмаси, що використовуються в різних галузях господарства, дозволяють економити метал, дерево, скло, цемент та інші традиційні матеріали. Основні напрямки ефективного використання конструкцій з пластмас в будівлях та спорудах - зниження їх маси, покращення транспортування легких огорожуючих конструкцій та підвищення стійкості до агресивних зовнішніх середовищ. Внаслідок низького модуля пружності полімерних матеріалів вони ефективні тільки в конструкціях, де максимально використовується їх високоміцні властивості та невеликий вплив їх деформативності.

Ефективними є будівельні конструкції з використанням пластмас, багат шарових прямолінійних чи криволінійних огорожуючих панелей, просторових форм одинарної та подвійної кривини (куполи, оболонки та інші), а також прозорих огорожуючих панелей. Конструкції із склопластиків та підсилених поліетиленових труб і профілів широко використовуються в агресивних середовищах. Пневматичні та тентові конструкції, основою яких є полімерна оболонка з тканини та плівки, що підтримуються надмірним тиском повітря чи системою вантів, використовуються для зведення складів, зерносховищ, павільйонів різного призначення, спортивних залів тощо.



## 4.2. Розрахунок елементів конструкцій із пластмас

Конструкції із пластмас повинні задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю і деформаціями. Розрахунок елементів із пластмас проводять за формулами, що використовуються для розрахунку елементів дерев'яних конструкцій. Розрахункові опори пластмас наведені в табл. 13. Розрахункові фізичні характеристики склопластиків наведені в табл. 14. Для розрахунку конструкцій, які експлуатуються в умовах безпосередньої дії зовнішнього атмосферного середовища, до розрахункових опорів та модулів пружності, що наведені в табл. 13, 14, застосовують коефіцієнт умов роботи  $\gamma_j$  (табл. 15), а для розрахунку конструкцій, які експлуатуються за підвищеної вологості - коефіцієнт умов роботи  $\gamma_w$ , що приведений в табл. 16. Розрахунок конструкцій із пластмас за дії короточасних навантажень (вітрове навантаження, монтажне навантаження) проводять за короточасними розрахунковими опорами  $R_k$  та короточасними модулями пружності  $E_k$ . Розрахунок пластмасових конструкцій за дії тривалих навантажень (постійне навантаження, навантаження від стаціонарного обладнання, снігове навантаження), а також за сумісної дії тривалих та короточасних навантажень виконують з використанням тривалих розрахункових опорів  $R$  та тривалих модулів пружності  $E$ .

## 4.3. Приклади розрахунку елементів конструкцій із пластмас

### Приклад 4.1

Підібрати поперечний переріз розтягнутої підвіски, на яку діє розрахункове зусилля  $N = 83,9 \text{ кН}$ . Елемент експлуатується на відкритому повітрі. На підвіску діють

*Розв'язок задачі:*

Приймаємо тяж із круглого стержня однонаправленого склопластику типу СВАМ. Необхідна площа поперечного перерізу

$$A_{\text{нec}} = \frac{N}{R_t \gamma_w} = \frac{83,9}{16 \cdot 0,75} = 6,99 \text{ см}^2,$$

де  $R_t = 160 \text{ МПа} = 16 \text{ кН} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір розтягу склопластику типу СВАМ (табл. 13);  $\gamma_c = 0,75$  - коефіцієнт умов роботи склопластику (табл. 15).

Визначимо необхідний діаметр стержня тяжа

$$d_1 = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 6,99}{3,14}} = 2,98 \text{ см}.$$

Приймаємо стержень діаметром  $d_1 = 3 \text{ см}$ .

**Приклад 4.2**

Перевірити кріплення тяжа, що розрахований в прикладі 4.1, до дерев'яної конструкції, яке складається з двох пластин склопластику типу КАСТ-В поперечним перерізом  $b\delta = 250 \cdot 30 \text{ мм}$  з вибраними у кожній з них пазами глибиною  $d_1 / 2$ , приклеєних до тяжа клеєм ПН-1 (рис. 4.1). Пластини до конструкції кріпляться за допомогою двох рядів пластикових нагелів діаметром  $d = 20 \text{ мм}$ .

*Розв'язок задачі:*

Розрахунковий опір склопластику типу КАСТ-В розтягу  $R_t = 110 \text{ МПа} = 11 \text{ кН} / \text{см}^2$  (табл. 13).

Перевіряємо міцність поперечного перерізу пластин кріплення





$$\sigma = \frac{N}{2b\delta - 2(2\delta d)} = \frac{83,9}{2 \cdot 25 \cdot 3 - 2 \cdot 2 \cdot 3 \cdot 2} = 0,665 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_t \gamma_j =$$

$$= 11 \cdot 0,75 = 8,25 \text{ кН} / \text{см}^2.$$

Необхідна довжина пластин із умови міцності клеєних швів, які з'єднують круглий стержень тяжа з пластинами

$$l = \frac{N}{2R_c \gamma_j \pi d_1 \gamma_c} = \frac{83,9}{2 \cdot 0,2 \cdot 0,75 \cdot 3,14 \cdot 3 \cdot 0,8} = 3,71 \text{ см},$$

де  $R_c = 2 \text{ МПа} = 0,2 \text{ кН} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір клею ПН-1 зсуву (табл. 17);  $\gamma = 0,8$  - коефіцієнт нерівномірності роботи стержня.

Нагелі для кріплення тяжа приймаємо з прес-матеріалу АГ-4С і розраховуємо на згин та на зріз, а деревину на зминання. Несуча здатність одного двозрізного нагеля  $d = 20 \text{ мм}$ :

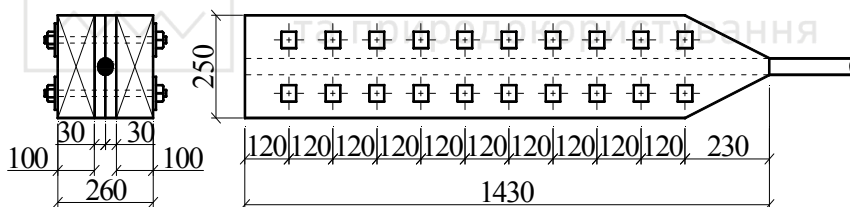


Рис. 4.1. Конструкція кріплення тяжа до дерев'яної конструкції

з умови зминання деревини

$$F_{v,Rd} = f_{h,1,d} t_1 d = 17,66 \cdot 100 \cdot 20 = 35320 \text{ Н} = 35,32 \text{ кН},$$

де

$$f_{h,1,k} = f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k =$$

$$= 0,082(1 - 0,01 \cdot 20) 500 = 32,8 \text{ Н} / \text{мм}^2,$$



тут  $f_{h,0,k}$  – характеристична міцність заанкерування болта, що

сприймає силу, яка діє паралельно волокну,  $d = 20 \text{ мм}$  – діаметр болта,  $\rho_k = 500 \text{ кг/м}^3$  – густина деревини сосни;

$$f_{h,1,d} = \frac{f_{h,1,k} k_{\text{mod}}}{\gamma_M} = \frac{32,8 \cdot 0,7}{1,3} = 17,66 \text{ Н / мм}^2,$$

де  $k_{\text{mod}} = 0,7$  – перехідний коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження та вологості, для першого сорту та третього класу експлуатації табл.4 або табл. 8.1 [5];

$\gamma_M = 1,3$  – коефіцієнт надійності для характеристики матеріалу табл. 35 або табл. 7.3 [5].

з умови зрізу нагеля

$$T_2 = 2(\pi d^2 / 4) R_p \gamma_j = 2(3,14 \cdot 2^2 / 4) \cdot 3 \cdot 0,75 = 14,13 \text{ кН},$$

де  $R_p = 30 \text{ МПа} = 3 \text{ кН / см}^2$  – розрахунковий опір зрізу (табл. 13).

із умови гину нагеля

$$T_3 = 1,4d^2 + 0,02a^2 = 1,45 \cdot 2^2 + 0,02 \cdot 10^2 = 7,8 \text{ кН} > 1,8d^2 = 1,8 \cdot 2^2 = 7,2 \text{ кН}.$$

Приймаємо  $T_{\min} = T_3 = 7,2 \text{ кН}$ .

Необхідна кількість нагелів

$$n_{ef} = \frac{N}{T_{\min}} = \frac{83,9}{7,2} \approx 11,7 \text{ шт.}$$

Необхідна фактична кількість болтів повинна бути не менше ефективної кількості елементів кріплення  $n_{ef}$  та не менше кількості, що визначено з умови:

$$n = \frac{\sqrt[0,9]{n_{ef}}}{\sqrt[3,6]{\frac{a_1}{13d}}} = \frac{\sqrt[0,9]{11,7}}{\sqrt[3,6]{\frac{7d}{13d}}} = \frac{15,4}{0,84} \approx 19 \text{ шт},$$

де  $a_1$  – крок паралельно волокну між з'єднувальними елементами в одному ряду. Приймаємо 20 болтів по 10 в

кожному ряду.

Визначаємо необхідну довжину пластин із умови розміщення пластикових нагелів  $l = 10a_1 = 10 \cdot 7d = 10 \cdot 7 \cdot 2 = 140 \text{ см}$ .

Остаточно приймаємо довжину накладок  $l = 140 \text{ см}$ .

Перевіряємо накладки із умови зминання отворів нагелями

$$\frac{N}{2n\delta d R_p \gamma_j} = \frac{83,9}{2 \cdot 20 \cdot 3 \cdot 2 \cdot 4,5 \cdot 0,75} = 0,1 < 1.$$

Умова виконана.

### Приклад 4.3

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих світлопроникних листів, які виготовлені із поліефірного склопластику. Розрахункове експлуатаційне тривалодіюче навантаження на лист, включаючи власну вагу,  $q_e = 1500 \text{ Па}$ , розрахункове граничне навантаження  $q_m = 2050 \text{ Па}$ .

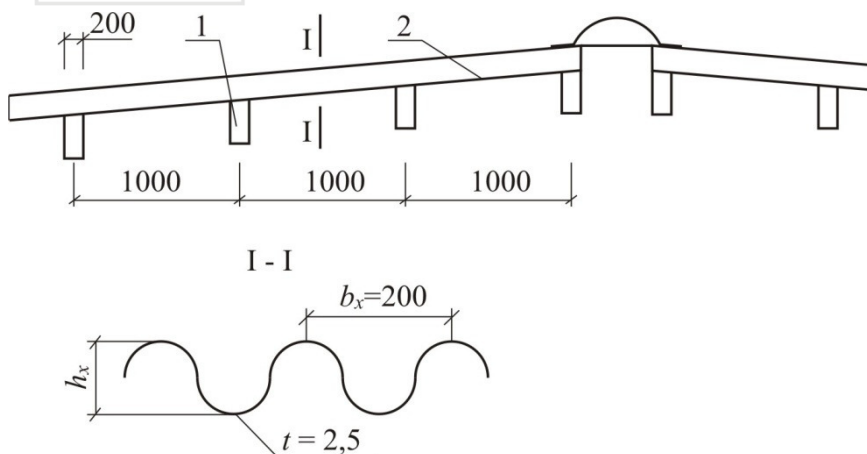


Рис. 4.2. Покриття із хвилястого склопластику: 1 - дерев'яний прогін;  
2 - хвилястий світло прозорий склопластиковий лист;  
3 - з'єднання суміжних листів в накладку



### Розв'язок задачі:

Покриття виконуємо по дерев'яних прогонах з кроком 1 м, по яких вкладаємо світлопрозорі хвилясті листи з висотою хвилі  $h_x = 54$  мм, довжиною хвилі  $b_x = 200$  мм, товщиною  $t = 2,5$  мм, довжиною листа  $l = 3200$  мм (рис. 4.2). Розрахункові опори поліефірного склопластику: згину  $R_t = 15 \text{ МПа} = 1,5 \text{ кН} / \text{см}^2$ ; зрізу  $R_p = 9 \text{ МПа} = 0,9 \text{ кН} / \text{см}^2$  (табл. 13). Модуль пружності  $E = 3000 \text{ МПа} = 300 \text{ кН} / \text{см}^2$  (табл. 14).

Лист склопластику перекриває три прольоти, розраховуємо його на згин як трьохпролітну нерозрізну балку (рис. 4.2 - 4.3). Розрахунок ведемо для ділянки листа шириною 1 м.

Максимальний згинаючий момент у листі

$$M_{\max} = 0,1ql^2 = 0,1 \cdot 2,05 \cdot 1^2 = 0,205 \text{ кНм} = 20,5 \text{ кНсм.}$$

Максимальна поперечна сила

$$V_{\max} = 0,6ql = 0,6 \cdot 2,05 \cdot 1 = 1,23 \text{ кН.}$$

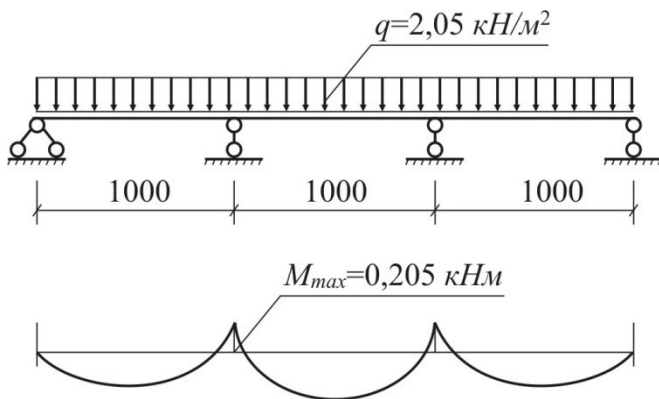


Рис. 4.3. Розрахункова схема склопластикового листа та епюр М



Перевіряємо міцність листа за нормальними напруженнями

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{20,5}{32,2} = 0,64 \text{ кН} / \text{см}^2 = 6,4 \text{ МПа} < R_t \gamma_j =$$
$$= 15 \cdot 0,75 = 11,25 \text{ МПа},$$

де  $W$ - момент опору поперечного перерізу хвилястого листа шириною 100 см, визначиться за формулою

$$W = \frac{2I}{h_x + t} = \frac{2 \cdot 91}{5,4 + 0,25} = 32,2 \text{ см}^3;$$

$\gamma_j = 0,75$  - коефіцієнт умов роботи склопластику, що експлуатується в середній ділянці (табл. 15).

Момент інерції хвилястого листа шириною 100 см

$$I = 3,5 t h_x^2 \left( 3 + \frac{2 h_x}{b_x \sin \alpha} \right) = 3,5 \cdot 0,25 \cdot 5,4^2 \times$$
$$\times \left( 3 + \frac{2 \cdot 5,4}{20 \cdot 0,95} \right) = 91 \text{ см}^4,$$

де кут  $\alpha$  знаходимо за тангенсом кута, який знайдемо із виразу

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\pi h_x}{b_x} = \frac{3,14 \cdot 5,4}{200} = 0,85; \quad \alpha = 72^\circ,$$

тоді  $\sin \alpha = \sin 72^\circ = 0,95$ .

Міцність листа за дотичним напруженням

$$\tau = \frac{0,75 V \sin \alpha}{n b_x t} = \frac{0,75 \cdot 1,23 \cdot 0,95}{5 \cdot 5,4 \cdot 0,25} = 0,13 \text{ кН} / \text{см}^2 =$$
$$= 1,3 \text{ МПа} < R_p \gamma_j \gamma_w = 9 \cdot 0,75 \cdot 0,75 = 5,1 \text{ МПа},$$

де  $n = 5$  - кількість хвиль на ширині листа в 100 см;  
 $\gamma_w = 0,75$  - коефіцієнт умов роботи матеріалів у конструкціях (табл. 16).

Перевіряємо місцеву стійкість листа за формулою



$$\sigma_{ск} = \frac{1,92 E \gamma_c t h_x}{4 h_x^2 + b_x^2} = \frac{1,92 \cdot 300 \cdot 0,85 \cdot 0,25 \cdot 5,4}{4 \cdot 5,4^2 + 20^2} = 1,29 \text{ кН} / \text{см}^2 =$$
$$= 12,9 \text{ МПа} > \sigma = 6,4 \text{ МПа},$$

де  $\gamma_c = 0,85$  - коефіцієнт умов роботи склопластику до модуля пружності (табл. 15).

Місцева стійкість листа забезпечена.

Відносний прогин для трьох пролітної балки

$$\frac{w_{\max}}{l} = \frac{0,00675 q_n l^3}{E \gamma_j I} = \frac{0,00675 \cdot 0,015 \cdot 100^3}{300 \cdot 0,85 \cdot 91} = 0,004 =$$
$$= \frac{1}{250} < \frac{w_u}{l} = \frac{1}{75}.$$

Довжину з'єднання в накладку хвилястих листів у напрямку схилу приймаємо рівною 20 см. З'єднання листів поперек схилу виконуємо в наклад рівним довжині однієї хвилі. Листи до дерев'яних прогонів кріпимо за допомогою шурупів на еластичних прокладках.

#### 4.4. Задачі для самостійного виконання

##### Задача 4.1

Підібрати поперечний переріз розтягнутого тяжа підвіски, на яку діє розрахункове граничне зусилля  $N = 58,3 \text{ кН}$  від постійних навантажень. Елемент експлуатується всередині приміщення, що опалюється за вологості до 85%.

##### Задача 4.2

Перевірити поперечний переріз розтягнутого тяжа підвіски діаметром 2 см, на якого діє розрахункове граничне зусилля  $N = 50 \text{ кН}$  від постійних та довготривалих навантажень. Елемент виготовлений із склопластику типу СВМ і



### Задача 4.3

Підібрати поперечний переріз розтягнутого тяжа підвіски, на якого діють постійні та короточасні навантаження. Розрахункове граничне зусилля від цих навантажень  $N = 75 \text{ кН}$ . Елемент експлуатується всередині приміщення, що опалюється, за вологості до 85%. Розрахувати кріплення тяжа, яке складається з двох пластин склопластику типу КАСТ-В (рис. 4.1). Пластини до конструкції кріпляться за допомогою двох рядів нагелів.

### Задача 4.4

Перевірити кріплення тяжа за даними задачі 4.1, яке складається з двох пластин склопластику типу КАСТ-В поперечним перерізом  $b\delta = 250 \cdot 25 \text{ мм}$  з вибраними у кожній з них пазами глибиною  $d_1/2$  та приклеєні до тяжа клеєм ПН-1 (рис. 4.1). Пластини до конструкції кріпляться за допомогою двох рядів нагелів діаметром  $d = 20 \text{ мм}$ .

### Задача 4.5

Перевірити поперечний переріз розтягнутого тяжа підвіски діаметром 3 см, на якого діють постійні та короточасні навантаження. Розрахункове граничне зусилля від цих навантажень  $N = 90 \text{ кН}$ . Елемент виготовлений із склопластику типу СВМ і експлуатується всередині неопалюваного приміщення.

### Задача 4.6

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих



світлопроникних листів, які виготовлені із поліефірного склопластику. Розрахункове експлуатаційне навантаження на лист, включаючи власну вагу,  $g_e = 1050 \text{ Па}$ , а розрахункове граничне навантаження  $g_m = 1550 \text{ Па}$ .

#### Задача 4.7

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих світлопроникних листів, які виготовлені із поліефірного склопластику і вкладені по дерев'яних прогонах з кроком  $1 \text{ м}$ . Кут ухилу покрівлі  $\alpha = 25^\circ$  Район будівництва - м. Житомир.

#### Задача 4.8

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих поліефірних склопластикових листів, що вкладені по дерев'яних прогонах з кроком  $1 \text{ м}$ . Кут ухилу покрівлі  $\alpha = 19^\circ$ . Район будівництва - м. Вінниця.

#### Задача 4.9

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих світлопроникних листів, які виготовлені із поліефірного склопластику. Розрахункове експлуатаційне навантаження на лист, включаючи власну вагу,  $g_e = 1000 \text{ Па}$ . Середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 0,85$ ;  $\gamma_{fm} = 1,26$ .

#### Задача 4.10

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих світлопроникних листів, які виготовлені із поліефірного





склопластику. Характеристичне навантаження на лист, включаючи власну вагу,  $g = 1350 \text{ Па}$ . Середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 0,85$ ;  $\gamma_{fm} = 1,27$ .

### Задача 4.11

Запроектувати покриття промислової будівлі із хвилястих світлопроникних листів, які виготовлені із поліефірного склопластику. Розрахункове граничне навантаження на лист, включаючи власну вагу,  $q_m = 1350 \text{ Па}$ . Середні коефіцієнти надійності за навантаженням  $\gamma_{fe} = 0,85$ ;  $\gamma_{fm} = 1,27$ .

## 5. ПНЕВМАТИЧНІ КОНСТРУКЦІЇ

### 5.1. Загальні відомості

Будівельні конструкції, несуча здатність яких забезпечується надлишковим тиском повітря, називаються пневматичними. Вони поділяються на дві групи: пневмокаркасні (надувні) та повітронапірні.

Крім цього, будівельні пневматичні конструкції поділяються на такі види: повітронапірні оболонки; пневмокаркасні конструкції; лінзоподібні пневмо-конструкції; комбіновані.

Пневматичні будівельні конструкції можна використовувати при спорудженні покриття: складських приміщень, спортивних споруд, виставково-демонстраційних павільйонів, будівельно-монтажних майданчиків та різного роду укриттів.

Найбільше використання для виготовлення пневматичних будівельних конструкцій набули матеріали у вигляді тканин та плівок, які повітро- та вологонепроникні, легкі та еластичні, міцні та довговічні.

Тканини для пневмоконструкцій виготовляють із



технічного текстилю (частіше всього лавсану, капрону, нейлону, дедерону, нітрону і т.д.), покриваючи з двох сторін синтетичним каучуком чи пластмасою. Тканини в будівельних пневмоконструкціях розраховані на тривале використання. Основні полімерні пневматичні покриття виготовляють із поліетилену чи полівінілхлориду.

## 5.2. Розрахунок пневматичних конструкцій

Пневматичні оболонки є кінематично рухомими та геометрично змінними системами. Їх працездатність забезпечується постійно діючими напруженнями розтягу в оболонці. Гнучкі шари плівки чи тканини не чинять опір згинаючим моментам, тому розрахунок оболонок ведуть за безмоментною теорією.

Розрахунок пневматичних будівельних конструкцій виконують на основне сполучення навантажень від снігу, вітру та тиску повітря. Розрахунок зводиться до перевірки максимальних напружень в розрахункових перерізах оболонки, які б не перевищували розрахункового опору матеріалу  $R_0$  – по основі чи  $R_y$  – по утоку.

Розрахункові напруги на одиницю ширини конструкції сферичної оболонки визначаються за формулами:

$$\sigma_1 = (0,5p + W_0 \gamma_{fm} C) r \leq R_0 (R_y); \quad (5.1)$$

$$\sigma_2 = (0,5p + W_0 \gamma_{fm} C + 0,33S_m) r \leq R_0 (R_y); \quad (5.2)$$

для циліндричних оболонок міцність перерізів перевіряють за формулою ( 5. 2 ) та за формулою

$$\sigma_1 = (p + 1,15W_0 \gamma_{fm} C) r \leq R_0 (R_y), \quad (5.3)$$

де  $p = 0,8W_0$ , але не менше 400 Па – тиск повітря;  $W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску визначається залежно від вітрового району по карті (рис. 9.1) або за додатком Е (ДБН В.1.2.-:2006) [6];  $C$  – коефіцієнт, що залежить від висоти та типу місцевості і визначається за



9.7 [6];  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності за навантаженням;  $S_m$  – розрахункове граничне снігове навантаження.

Центрально-стиснуті пневмокаркасні конструкції (пневмостійкі) перевіряються за міцністю перерізів, паралельних твірній по формулі

$$\sigma = pr \leq R_0(R_y). \quad (5.4)$$

У поперечних перерізах, які перпендикулярні твірній, стискаюча сила  $N$  зменшує розрахункові напружки, тому ці перерізи не перевіряються.

Пневмостержні, які працюють на центральний розтяг, перевіряють на міцність поперечних перерізів, паралельних твірній, за формулою (5.4), а міцність перерізів, перпендикулярних твірній, за формулою

$$\sigma = pr/2 + N/2\pi r \leq R_0(R_y) \quad (5.5)$$

Міцність перерізів, що паралельні твірній, у пневмобалках, які працюють на згин, перевіряють за формулою (5.2), а кільцеві перерізи розраховують на складкоутворення за формулою

$$\sigma = pr/2 \leq R_0(R_y). \quad (5.6)$$

Пневмобалки, які працюють на згин, втрачають стійкість без руйнування оболонки. Перевірку втрати стійкості пневмобалок проводять за формулою

$$M_t \leq p\pi^2 r^3/4. \quad (5.7)$$

Стиснуто-згинальні елементи, в тому числі і пневмоарки, розраховують:

на втрату стійкості за формулою

$$M_t + \frac{N_t \pi r}{4} \leq \frac{p\pi^2 r^3}{4}; \quad (5.8)$$

на складкоутворення за формулою

$$M_t + \frac{N_t}{2} \leq \frac{p\pi r^3}{2}. \quad (5.9)$$

Кільцеві перерізи, перевіряють за формулою (5.4), а



перерізи паралельні твірній - за формулою (5.2).

Тентове покриття розраховують на міцність матеріалу за дії зусилля розтягу від місцевого навантаження за провисання покриття чи вітрового тиску.

Зусилля, яке відриває оболонку від основи, що діє на 1 пог. м довжини оболонки, знаходять за виразом

$$q = (p + W_m - g_m)r, \quad (5.10)$$

де  $W_m$  - максимальний від'ємний розрахунковий вітровий тиск (відсмоктуючий), що діє на оболонку;  $g_m$  - власна вага покриття.

Розрахунок затяжок, які сприймають розпір, здійснюють звичайним чином.

### 5.3. Приклади розрахунку

#### Приклад 5.1

Розрахувати повітронепірну конструкцію теплиці циліндричної форми в районі м. Рівне. Проліт теплиці  $l = 15$  м. Матеріал оболонки - світлопрозора армована плівка із поліаміда марки ПС-200.

Довжина теплиці  $L = 60$  м. Теплиця розташовується в сільській місцевості.

*Розв'язок задачі:*

Визначаємо стрілу підйому оболонки

$$h = \frac{1}{3}l = \frac{1}{3} \cdot 15 = 5 \text{ м.}$$

Радіус кривизни оболонки

$$r = \frac{l^2}{8h} + \frac{h}{2} = \frac{15^2}{8 \cdot 5} + \frac{5}{2} = 8,125 \text{ м.}$$

Місто Рівне знаходиться у третьому районі за сніговим характеристичним навантаженням  $S_0 = 1,32 \text{ кПа}$  та в



третьому районі за вітровим характеристичним навантаженням  $W_0 = 0,52 \text{ кПа}$  [6].

Визначаємо розрахункові граничні навантаження на теплицю.

Снігові навантаження

$$S_m = \mu_1 S_0 \gamma_{fm} = 0,375 \cdot 1,32 \cdot 0,55 = 0,27 \text{ кПа};$$

$$\mu_1 = \frac{l}{8f} = \frac{15}{8 \cdot 5} = 0,375,$$

де  $\gamma_{fm} = 0,55$  - коефіцієнт надійності за навантаженням за табл. 8.2 ДБН В.1.2-:2006 [6] з середнім терміном повторюваності 5 років.

Вітрові навантаження:

з навітряної сторони

$$W_m = c_{el} C_h W_0 \gamma_{fm} = k_1 C_\beta C_h W_0 \gamma_{fm} = 1 \cdot 1 \cdot 1,62 \times 0,52 \cdot 0,55 = 0,463 \text{ кПа};$$

з завітряної сторони

$$W'_m = k_1 C_\beta C_h W_0 \gamma_{fm} = 0,8 \cdot 1,25 \cdot 1,62 \cdot 0,52 \cdot 0,55 = 0,463 \text{ кПа},$$

де  $c_{el} = k_1 C_\beta$  - аеродинамічні коефіцієнти, що враховують зміни вітрового тиску для споруди з круговою циліндричною поверхнею (додаток І) [6]: з навітряної сторони при  $\beta = 0^\circ$ ,  $c_{el} = 1 \cdot 1 = 1$ , з завітряної сторони при  $\beta \approx 70^\circ$  -  $c_{el} = 0,8 \cdot (-1,25) = -1$ ;  $\gamma_{fm} = 0,55$  - коефіцієнт надійності за навантаженням для вітрового навантаження з середнім терміном повторюваності 5 років [6].

Напруження в горизонтальних перерізах оболонки, паралельних твірній, обчислюємо за формулою (5.1)

$$\sigma_1 = (p + 1,15 W_m) r = (0,4 + 1,15 \cdot 0,463) \times 8,125 = 7,58 \text{ кН / м} = 0,076 \text{ кН / см} < R_0 = 0,11 \text{ кН / см},$$

де  $R_0 = 0,11 \text{ кН / см}$  - розрахунковий опір «по основі» плівки ПС-200 із поліаміду з впресованими капроновими сітками



(табл. 21).

Напруження в перерізах оболонки, перпендикулярних твірній, знаходимо за формулою (5.2)

$$\sigma_1 = (0,5p + W_m + 0,33S_m)r = (0,5 \cdot 0,4 + 0,463 + 0,33 \cdot 0,27) \times \\ \times 8,125 = 6,11 \text{ кН} / \text{м} = 0,061 \text{ кН} / \text{см} < R_y = 0,07 \text{ кН} / \text{см},$$

де  $R_y = 0,07 \text{ кН} / \text{см}$  – розрахунковий опір «по утоку» плівки ПС-200 із поліаміди з впресованими капроновими сітками (табл. 21).

Зусилля, яке відриває оболонку від основи, що діє на 1 пог. м довжини оболонки, знайдемо за виразом (5.10)

$$q = (p + W_m - g_m)r = (0,4 + 0,463 - 0,0103)8,125 = 6,928 \text{ кН} / \text{м},$$

де  $g_m = g\gamma_{fm} = 0,94 \cdot 1,1 = 1,03 \text{ кН} / \text{м}^2 = 0,0103 \text{ кН} / \text{м}^2$  – власна вага плівки (табл. 21).

Оболонку до основи прикріплюємо за допомогою анкерного вантажу у вигляді балона із прогумованої тканини, що заповнюється піском. Балон влаштовуємо по нижньому периметру оболонки. Кромку оболонки приєднуємо до балона клєсношитим швом.

Необхідний діаметр балона знаходимо із умови, що вага піску в балоні буде в 1,2 рази більша за зусилля, яке відриває оболонку від основи

$$\frac{\pi d^2}{4} \rho \geq 1,2q,$$

звідки

$$d_{\text{нec}} = \sqrt{\frac{4,8q}{\pi\rho}} = \sqrt{\frac{4,8 \cdot 6,928}{3,14 \cdot 16}} = 0,81 \text{ м},$$

де  $\rho = 1600 \text{ кН} / \text{м}^3 = 16 \text{ кН} / \text{м}^3$  – насипна густина сухого піску.

Приймаємо діаметр балона, що обрамовує нижній контур оболонки  $d = 80 \text{ см}$ .



## 5.4. Задачі для самостійної роботи

### Задача 5.1

Розрахувати повітронапірну конструкцію теплиці циліндричної форми в приміській зоні м. Київ. Проліт теплиці  $l = 18$  м. Матеріал оболонки - світлопрозора армована плівка з поліаміду марки ПС-200. Довжина теплиці  $L = 90$  м. Теплиця розташовується на відкритій території за межами міста.

### Задача 5.2

Розрахувати повітронапірну конструкцію теплиці циліндричної форми в районі м. Луганськ. Проліт теплиці  $l = 12$  м. Матеріал оболонки - світлопрозора армована плівка із поліаміду марки ПС-40-П. Довжина теплиці  $L = 72$  м. Теплиця розташовується на відкритій території за межами міста.

### Задача 5.3

Запроектувати повітронапірну конструкцію зернового складу циліндричної форми в районі м. Запоріжжя. Проліт складу  $l = 18$  м, висота  $h = 6,6$  м. Склад розташований на відкритій території. Покриття із повітронепроникної двошарової паралельно дубльованої тканини на основі капронового текстилю.

### Задача 5.4

Розрахувати повітронапірну конструкцію виставкового павільйону циліндричної форми в районі м. Львів. Проліт павільйону  $l = 24$  м, висота  $h = 7,2$  м. Виставковий павільйон розташований в міській місцевості з висотою забудови більше 10 м. Покриття із повітронепроникної тришарової паралельно дубльованої тканини на основі капронового текстилю.

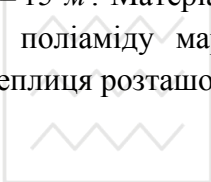


### Задача 5.5

Розрахувати повітрянапірну конструкцію виставкового павільйону циліндричної форми в районі м. Дніпропетровськ. Проліт павільйону  $l = 21$  м, висота  $h = 6,9$  м. Виставковий павільйон розташований в міській місцевості з висотою забудови більше 10 м. Покриття із повітронепроникної тришарової паралельно дубльованої тканини на основі капронового текстилю.

### Задача 5.6

Запроектувати повітрянапірну конструкцію теплиці циліндричної форми в районі м. Одеса. Проліт теплиці  $l = 15$  м. Матеріал оболонки - світлопрозора армована плівка із поліаміду марки ПС-40-П. Довжина теплиці  $L = 60$  м. Теплиця розташовується на закритій території в межах міста.



### Задача 5.7

Запроектувати повітрянапірну конструкцію зернового складу циліндричної форми в районі м. Дубно. Проліт складу  $l = 15$  м, висота  $h = 5,4$  м. Склад розташований на закритій території в межах міста. Покриття із повітронепроникної двошарової паралельно дубльованої тканини на основі капронового текстилю.

### Задача 5.8

Запроектувати повітрянапірну конструкцію теплиці циліндричної форми в районі м. Бровари. Проліт теплиці  $l = 18$  м. Матеріал оболонки - світлопрозора армована плівка із поліаміду марки ПС-40-П. Довжина теплиці  $L = 72$  м. Теплиця розташовується на закритій території в межах міста.



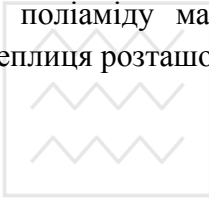


### Задача 5.9

Запроектувати повітрянапірну конструкцію зернового складу циліндричної форми в районі м. Херсон. Проліт складу  $l = 18$  м, висота  $h = 6,0$  м. Склад розташований на закритій території в межах міста. Покриття із повітронепроникної двошарової паралельно дубльованої тканини на основі капронового текстилю.

### Задача 5.10

Запроектувати повітрянапірну конструкцію теплиці циліндричної форми в районі м. Мукачево. Проліт теплиці  $l = 21$  м. Матеріал оболонки - світлопрозора армована плівка із поліаміду марки ПС-40-П. Довжина теплиці  $L = 72$  м. Теплиця розташовується на закритій території в межах міста.





Таблиця 1

**Сортамент пиломатеріалів**

Товщина мм	Ширина, мм				Товщина мм	Ширина, мм					
	-	100	125	150		175	-	100	125	150	175
16	100	125	-	-	100	100	125	150	175	200	225
19	100	125	150	-	125	100	125	150	175	200	225
25	100	125	150	175	150	100	125	150	175	200	225
32	100	125	150	175	175	100	125	150	175	200	225
40	100	125	150	175	200	100	125	150	176	200	225
50	100	125	150	175	225	100	125	150	175	200	225
60	100	125	150	175	250	100	125	150	175	200	225
75	-	125	150	175	275	100	125	150	175	200	225

Таблиця 2

**Сортамент листової фанери**

Марка листової фанери	Розмір листів, мм		Марка листової фанери	Розмір листів, мм	
	Товщина	Довжина ширина		Товщина	Довжина ширина
ФСФ (березова)	6, 8, 9, 10, 12	1525×1525 1525×1220 1220×1220	ФБС	7, 10, 12, 14, 16	5600×1200 4850×1200 4400×1200



Таблиця 3  
Технічні характеристики деревоплит

Показники	Одиниці виміру	Показники для				
		ДВПс	ДСПк	ДСПф	МДП	ЦСП
1	2	3	4	5	6	7
Густина	кг/м <sup>3</sup>	~ 850	750-850	700-800	900-1200	1200-1300
Довжина	мм	2750-3600	1830-3660	1830-3660	3600	2600-3600
Ширина	мм	1200-1830	1200-1830	1200-1830	1220	1200
Товщина	мм	5-10	12-22	10-22	10-18	8-40

Таблиця 4  
Значення  $k_{mod}$  для деревини і матеріалів на основі деревини

Матеріал	Експлуатаційний клас	Класи за тривалістю навантаження				
		Постійні	Довготривалі	Середньотривалі	Короткотривалі	Миттєві
1	2	3	4	5	6	7
Суцільна деревина	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Дощатоклесна деревина	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Фанеровані матеріали LVL	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90



продовження табл. 4

1	2	3	4	5	6	7
Фанера	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
1	2	3	4	5	6	7
OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДСП Час- тина 4,5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
Частина 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
Частина 6,7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
Частина 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДВП тверда	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
ДВП середньої твердості	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	-	-	-	0,45	0,80
MDF, LA MDF,HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
	2	-	-	-	0,45	0,80

Таблиця 5

Значення  $k_{def}$  для деревини і матеріалів на основі деревини

Матеріал	Експлуатаційний клас		
	1	2	3
1	2	3	4
Суцільна деревина	0,60	0,80	2,00
Дошато-клеєна деревина	0,60	0,80	2,00
Фанеровані матеріали, LVL	0,60	0,80	2,00
Фанера	0,80	-	-
	0,80	1,00	-
	0,80	1,00	2,50



продовження табл. 5

1	2	3	4
OSB/2	2,25	-	-
OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	-
ДСП Частина 4	2,25	-	-
ДСП Частина 5	2,25	3,00	-
ДСП Частина 6	1,50	-	-
ДСП Частина 7	1,50	2,25	-
ДВП тверде НВ.LA	2,25	-	-
ДВП тверде НВ.HLS	2,25	3,00	-
ДВП середнє, МВН.LA	3,00	-	-
ДВП середнє, МВН.HLS	3,00	4,00	-
MDF.LA	2,25	-	-
MDF.HLS	2,25	3,00	-



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування

Таблиця 5.1  
Розміри шайб для болтів

1	Внутрішній діаметр $d$ мм	Зовнішній діаметр $d_2$ мм	Товщина шайби $S$ мм	При використанні для болтів (шурупів)
2	14	58	6	M12
3	18	68	6	M16
4	22	80	8	M20
5	25	92	8	M22
6	27	105	8	M24

Таблиця 6

Характеристичні значення міцності, жорсткості та щільності для хвойної деревини класів  
міцності від C14 до C50 (EN 338.2009)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Класи міцності	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Значення міцності в Н/мм <sup>2</sup>												
2 Згин $f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
3 Розтяг вздовж $f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
4 Розтяг поперек $f_{t,90,k}$	0,4											
5 Стиск вздовж $f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
6 Стиск поперек $f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2
7 Зсув та кручення $f_{v,k}$	2,0											

продовження табл. 6

		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
		Значення жорсткості в кН/мм <sup>2</sup>												
8	Модуль пружн. вздовж $E_{0,mean}$		7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16
9	Модуль пружн. поперек $E_{90,mean}$													
10	Модуль зсуву $G_{mean}$		0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
			0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
		Значення щільності в кг/м <sup>3</sup>												
11	Густина $\rho_k$		290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460

**Примітки:** 1. Розрахункові значення характеристичної міцності при розтязі поперек напрямку волокон  $f_{c,90,k}$ , характеристична міцність при дії зсуву та кручення відхиляється від розрахункових значень по EN 338. 2003-09, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення приведені в таблиці 6.

2. Для характеристичних значень жорсткості  $E_{0,05}$ ,  $E_{90,05}$ ,  $G_{0,05}$  розрахунковими значеннями є:  $E_{0,05}=2/3E_{0,mean}$ ,  $E_{90,05}=2/3E_{90,mean}$ ,  $G_{0,05}=2/3G_{mean}$ .

3. Розрахункові значення кругляка підвищуються на 20% при відсутності на ньому кори та лубу без послаблення крайової зони.



Характеристичні значення міцності, жорсткості, щільності для  
листяних порід деревини (EN 338.2009)

	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Класи міцності	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Значення міцності в Н/мм <sup>2</sup>									
2	Згин $f_{m,k}$	18	24	30	35	40	50	60	70
3	Розтяг вздовж $f_{t,0,k}$	11	14	18	21	24	30	36	42
4	Розтяг поперек $f_{t,90,k}$	0,5							
5	Стиск вздовж $f_{c,0,k}$	18	21	23	25	26	29	32	34
6	Стиск поперек $f_{c,90,k}$	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
7	Зсув та кручення $f_{v,k}$	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Значення жорсткості в кН/мм									
8	Модуль пружн. вздовж $E_{0,mean}$	9,5	10	11	11	11	14	17	20
9	Модуль пружн. поперек $E_{90,mean}$	0,63	0,63	0,64	0,69	0,70	0,93	1,13	1,33
	Модуль зсуву $G_{mean}$	0,59	0,59	0,60	0,65	0,70	0,88	1,06	1,25

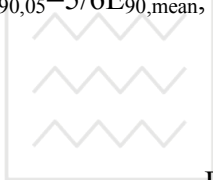




	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Значення щільності в кг/м <sup>3</sup>									
10	Густина $\rho_k$	475	485	530	560	590	650	700	900

Примітки: 1. Розрахункові значення характеристичної міцності при розтязі поперек напрямку волокон  $f_{c,90,k}$ , характеристична міцність при дії зсуву та кручення відхиляється від розрахункових значень по EN 338. 2009, але при розрахунку необхідно використовувати тільки значення приведені в таблиці 7.

2. Для характеристичних значень жорсткості  $E_{0,05}$ ,  $E_{90,05}$ ,  $G_{0,05}$  розрахунковими значеннями є:  $E_{0,05}=5/6E_{0,mean}$ ,  $E_{90,05}=5/6E_{90,mean}$ ,  $G_{0,05}=5/6G_{mean}$ .



Таблиця 8

Граничні деформації з'єднань

Вид з'єднання	Деформації з'єднання, мм
1. На лобових врубках і інших контактних з'єднаннях вздовж чи під кутом до волокон	1,5
2. В примиканнях поперек волокон	3,0
3. На нагелях усіх видів, включаючи клеєні	2,0
4. На металевих вклеєних стержнях з арматурної сталі: - вздовж волокон - під кутом 30°...45° до волокон - поперек волокон	0,3 0,4 1,0
5. На зубчастих пластинах МЗП	2,5
6. На гладки кільцевих шпонках	1,5



Таблиця 10

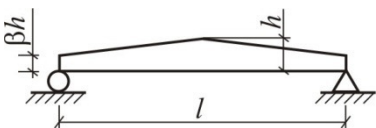
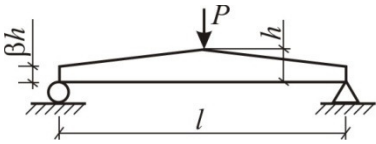
Значення коефіцієнта  $\gamma_n$

Клас відповідальності будівлі		СС3			СС2			СС1		
Категорія відповідальності конструкцій		А	Б	В	А	Б	В	А	Б	В
Розрахові ситуації	Перша група граничних станів	1,25	1,2	1,15	1,1	1,05	1,0	1,0	0,975	0,95
	Друга група граничних станів	1,00			0,975			0,95		

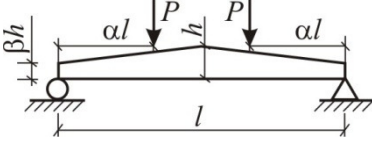
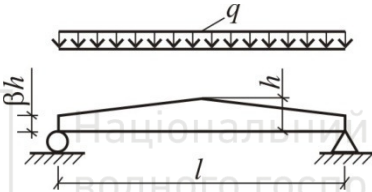
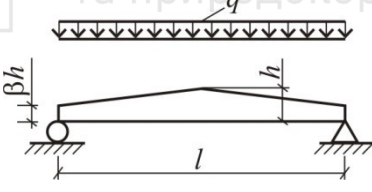
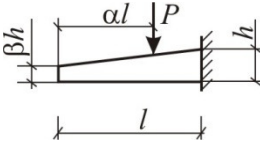


Таблиця 11

Значення коефіцієнтів  $k_h$  та  $k_v$  для обчислення прогинів балок з врахуванням зміни перерізу та деформацій зсуву

Поперечний переріз балки	Розрахункова схема	$\kappa$	$c$
1	2	3	4
Прямокутний		$\beta$	0
Прямокутний		$0,23+0,77\beta$	$16,4+7,6\beta$



1	2	3	4
Прямокутний		$0,5\alpha + (1 - 0,5\alpha)\beta$	$[45 - 24\alpha(1 - \beta) + 3\beta] \times \times 1/3 - 4\alpha^2$
Прямокутний		$0,15 + 0,85\beta$	$15,4 + 3,8\beta$
Двотавровий		$0,4 + 0,6\beta$	$(45,3 - 6,9\beta)\gamma$
Прямокутний		$0,23 + 0,77\beta + 0,6\alpha(1 - \beta)$	$[8,2 + 2,4 \cdot (1 - \beta)\alpha + 3,3\beta] \times \times 1/(2 + \alpha) \cdot 1/(1 - \alpha)$



1	2	3	4
Прямокутний		$0,35+0,65\beta$	$5,4+2,6\beta$
<p><u>Примітка:</u> <math>\gamma</math> - відношення площі поясів до площі стінки двотаврової балки ( висота стінки приймається між центрами тяжіння поясів).</p>			

Таблиця 12  
Значення граничного прогину для дерев'яних елементів  
будівель та споруд

№ п/п	Елементи конструкцій	Граничні прогини в долях прольоту; не більше
1	2	3
1.	Балки міжповерхових перекриттів	1/250
2.	Балки горищних перекриттів	1/200
3.	Покриття (крім розжолобів)	
	а) прогони, крокв'яні ноги	1/200
	б) консольні балки	1/150
	в) ферми, клеєні балки (крім консольних)	1/300
	г) плити	1/250
	д) обрешітки, настили	1/150
4.	Несучі елементи розжолобів	1/400
5.	Панелі та елементи фахверка	1/250



Таблиця 13

### Розрахунковий опір пластиків

Найменування та марка	Розрахунковий опір, МПа							
	розтягу		згинан- ню		стискан- ню		зрізу (зсуву)	
	$f_{t,k}$	$f_t$	$f_{m,k}$	$f_m$	$f_{c,k}$	$f_c$	$f_{v,k}$	$f_v$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Склопластик поліефірний листовий	36	15	78	15	54	15	27	9
Склотекстоліт:								
КАСТ-В (для зусиль, що діють уздовж основи за $\delta \leq 7 \text{ мм}$ )	170	110	90	55	70	45	52	30
СВАМ 1:1	337	160	525	250	300	140	112	55
АГ-4В 1:1	60	36	90	54	98	60	-	-
АГ-4С 1:1	375	220	188	110	150	90	-	-
ДШПБ	-	109	-	130	-	80	-	7



Розрахункові фізичні характеристики склопластиків

Найменування	Модуль пружності, МПа		Коефіцієнт Пуасона, $\mu$	Коефіцієнт лінійного розширення $\alpha \cdot 10^{-6}$
	$E^k$	$E$		
1	2	3	4	5
Склопластик поліефірний листовий	6000	3000	0,4	25
Склотекстоліт				
КАСТ-В	24000	19000	0,15	10
СВАМ 1:1	28500	24000	0,13	10
АГ-4С 1:1	18000	15000	0,15	10
<p><u>Примітки:</u> 1. Вміст волокна поліефірного пластика прийнято 20%, а для СВАМ - 65%.</p> <p>2. Розрахункові опори за зсуву приведені в напрямку, що перпендикулярний напрямку листа.</p> <p>3. Індекс “к” означає короточасні розрахункові характеристики.</p>				



Таблиця 15

Коефіцієнти умов роботи склопластиків,  
що експлуатуються в різних атмосферних умовах  $\gamma_j$

Перелік матеріалів	Значення коефіцієнта $\gamma_j$			
	до розрахункових опорів		до тривалих модулів пружності та зсуву	
	в районах середньої полоси	в районах південної полоси	в районах середньої полоси	в районах південної полоси
1	2	3	4	5
Склопластик КАСТ-В товщиною 2-7 мм	0,7	0,7	0,8	0,8
Склопластик поліефірний листовий	0,75	0,65	0,85	0,8
<p><u>Примітки:</u> 1. Наведені коефіцієнти умов роботи включають вплив періодичного зволоження та нагрівання склопластиків в процесі експлуатації в умовах зовнішнього середовища.</p> <p>2. У випадку застосування матеріалу КАСТ-В товщиною від 1 до 2 мм наведені коефіцієнти домножуються на 0,8, а за товщини, що менша 1 мм, домножуються на 0,6.</p>				



Коефіцієнти умов роботи  $\gamma_w$  матеріалів в конструкціях, що експлуатуються за підвищеної вологості

Матеріали	Умови роботи	
	тривале зволоження в воді	тривале знаходження на повітрі за відносної вологості близько 90%
1	2	3
Склопластики:		
поліефірний листовий	0,50	0,75
КАСТ-В, СВАН, АГ-4	0,70	0,85
Термопласти:		
скло органічне	0,80	0,95
вініпласт листовий марок ВН та ВП	0,90	1
Сотопласти для середнього шару на основі крафт- та кабельного паперу:		
для розрахункових опорів	-	0,50
для модулів пружності та зсуву	-	0,60





Розрахункові опори клеєвих з'єднань

Перелік матеріалів, що склеюються	Марка клею	Розрахункові опори, <i>МПа</i>	
		рівномір- ному відриву	зсуву
1	2	3	4
Склопластик поліефірний з алюмінієм	ЕПЦ-1	3,6	2,0
Склопластик поліефірний з пінопластами	КБ-3	*	*
Деревина сосни вздовж волокон з склопластиком поліефірним	ПН-1	-	*
Деревина сосни з деревиною	КБ-3	-	*
Фанера з фанерою або з деревиною сосни вздовж волокон	КБ-3	*	*
Фанера бакелізірована зі сталлю	КБ-3 з підшаром БФ-2	-	2,2 (1,8)
<p><u>Примітки:</u> 1. * - розрахункові характеристики визначаються міцністю матеріалів, що склеюються. 2. Значення в дужках відноситься до склеювання поперек волокон зовнішніх шарів шпону, а без дужок - уздовж волокон.</p>			



Таблиця 18

Коефіцієнти  $k_W$  і  $k_j$  для розрахунку дерев'яних елементів  
складеного перерізу на нагелях усіх видів

Коефіцієнт	Число шарів в елементі	Довжина прольоту, м		
		4	6	9 і більше
$k_W$	2	0,85	0,9	0,9
	3	0,8	0,85	0,9
	10	0,7	0,8	0,85
$k_j$	2	0,65	0,75	0,8
	3	0,5	0,6	0,7
	10	0,2	0,3	0,4
<u>Примітка:</u> Для проміжних значень довжин прольотів та числа шарів коефіцієнти знаходять за інтерполяцією.				

Таблиця 19

Коефіцієнти піддатливості  $k_k$

Вид зв'язків	За стиску	
	центрального	поза- центрового
1	2	3
Стальні циліндричні нагелі за $d \leq \frac{t_1}{7}$	$\frac{1}{5d^2}$	$\frac{1}{2,5d^2}$
$d > \frac{t_1}{7}$	$\frac{1,5}{ad}$	$\frac{3}{ad}$



продовження табл. 19

1	2	3
Дубові циліндричні нагелі	$\frac{1}{d^2}$	$\frac{1,5}{d^2}$
Цвяхи	$\frac{1}{10d^2}$	$\frac{1}{5d^2}$

Примітки: 1. Значення  $k_k$  для сталевих нагелів визначається за товщиною  $t_1$  більш тонкого елемента, що з'єднуються.

2. Розміри  $d$  та  $t_1$  беруться в см.

3. Приведену гнучкість стержня із складеного поперечного перерізу, обчислюють за формулою (4.47), не потрібно приймати більшою за гнучкість віток, яка визначається за формулою

$$\lambda = \frac{l_o}{\sqrt{\sum I / A}},$$

де  $l_o$  - розрахункова довжина елемента;  $\sum I$  - сума моментів інерції бруто поперек перерізу всіх віток відносно їх осей, які паралельні осі  $y$ ;  $A$  - площа бруто поперечного перерізу стержня.



Сортамент виробів із склопластика

Назва матеріалу	Розміри, мм			Густина, кг/м <sup>3</sup>
	ширина	довжина	товщина	
1	2	3	4	5
Склопластик поліефірний листовий (плоский та хвилястий)	1000-6000	не менше 950	1,5; 2; 2,5	1400
Склотекстоліт конструктивний КАСТ-В (листи)	2400	600-1200	0,5 - 35	1850
Склопластик СВАМ (листи)	до 1000	до 500	0,5 - 50	1800-2000
Склопластиковий пресований матеріал АГ-4 марок:				
В	Брикети масою до 20 кг			1700-1900



1	2	3
С	Склострічки шириною 15 - 300 мм	1700-1900
НС	Склострічка шириною 15 - 300 мм	1700- 1900

Таблиця 21  
Характеристики тканин та плівок

Вид тканини плівки	Число шарів	Розрахункові (тривалі) характеристики		Товщина, мм	Маса, кг/м <sup>3</sup>
		за розтягу, МПа	Модуль деформації, МПа		
1	2	3	4	5	6
№ 19	двошарова паралельно дубльована	$\frac{1,92}{1,05}$	$\frac{20,9}{6,7}$	0,8	0,65
№ 24	одношарова	$\frac{0,36}{0,55}$	$\frac{9}{4,4}$	0,9	1,2
№ 42	одношарова	$\frac{0,96}{0,79}$	$\frac{11,4}{4,4}$	0,8	0,9



1	2	3	4	5	6
№ 60	одношарова	$\frac{0,96}{0,74}$	$\frac{11,4}{4,4}$	0,6	0,45
№ 806	одношарова	$\frac{0,36}{0,44}$	$\frac{11,4}{4,4}$	0,75	0,98
№ 110Ф	тришарова паралельно дубльована	$\frac{5,4}{2,5}$	$\frac{15}{7}$	1,8	1,2
Армовані плівки із поліаміда з впресованими капроновими сітками					
ПС-40-П		$\frac{0,26}{0,19}$	$\frac{5}{4,1}$	0,69	0,72
ПС-200		$\frac{0,11}{0,07}$	$\frac{13}{8,8}$	0,71	0,94
Поліефірна лавсанова		0,035	15	0,5	0,97
<u>Примітки:</u> 1. В чисельнику “по основі”, в знаменнику - “по утоку”. 2. Повітронепроникні тканини на основі капронового текстилю поставляються рулонами шириною 0,9 м, а армовані плівки із поліаміду з впресованими капроновими сітками - рулонами шириною 0,8-0,9 м.					



Таблиця 22

Коефіцієнт умов роботи  $k_h$

Висота поперечного перерізу, см	50 та менше	60	70	80	100	125 та більше
Коефіцієнт $k_h$	1	0,96	0,93	0,90	0,85	0,8

Таблиця 23

Коефіцієнт умов роботи  $k_{lam}$

Товщина шару, мм	19 та менше	26	33	42
Коефіцієнт $k_{lam}$	1,1	1,05	1	0,95

Таблиця 24

Припуски на фрезерування по пліску заготовки з двох сторін

Номинальна товщина заготовок, мм	Припуски за номінальної товщини заготовок, мм		
	90-95	95-195	більше 195
1	2	3	4
25	4	4,5	5
40	5	5,5	6



Таблиця 25

Припуски на фрезерування кромок заготовок з двох сторін

Номінальна товщина заготовок, мм	Припуски за номінальної товщини заготовок, мм	
	25	більше 40
1	2	3
До 95	4,5	5
95 - 195	5	5,5
Більше 195	5,5	6

Таблиця 26

Характеристичні опори сталі і розрахункові опори зрізу та розтягу болтів

Умовне позначення	Розрахунковий опір, МПа, болтів класів				
	5.6	6.6	8.8	10.9	12.9
$R_{bun}$	500	600	800	1000	1200
$R_{bs}$	210	230	320	400	420
$R_{bt}$	225	250	435	540	600
<u>Примітка.</u> В таблиці вказані значення розрахункових опорів для одnobолтових з'єднань, які обчислюються з округленням до 5 МПа.					



## Характеристичні значення міцності, жорсткості та щільності для фанери по EN 636: 2009

	1	2	3		4		5	6			
1	Класи	F20/10 E40/20	F20/15 E30/25	F40/30 E60/40	F50/25 E70/25	F60/10 E90/10					
2	Напруж	вздовж поперек	вздовж поперек	вздовж поперек	вздовж поперек	вздовж поперек	вздовж поперек				
Значення міцності в Н/мм <sup>2</sup>											
Напруження в плитах											
3	Згин $f_{m,k}$	20	10	20	15	40	30	50	25	60	10
4	Стиск $f_{c,90,k}$	4			9			10			
5	Зсув $f_{v,k}$	0,90	0,60	1,0	0,70	2,2		2,5			
Напруження зсуву											
6	Згин $f_{m,k}$	9	7	8	7	29	31	36	24	36	24
7	Розтяг $f_{t,k}$	9	7	8	7	29	31	36	24	36	24
8	Стиск $f_{c,k}$	15	10	13	13	21	22	36	17	26	18
9	Зсув $f_{v,k}$	3,5	4,0		9,5		11				

	1	2	3	4	5	6					
Значення жорсткості в Н/мм <sup>2</sup>											
Напруження в плитах											
10	Модуль пружності E <sub>mean</sub>	4000	2000	3000	2500	6000	4000	7000	2500	9000	1000
11	Модуль зсуву G <sub>mean</sub>	35	25	35	25	150	200				
Напруження зсуву											
12	Модуль пружності E <sub>mean</sub>	4000	3000	4000	3000	4400	4700	5500	3650	5500	3700
13	Модуль зсуву G <sub>mean</sub>	350		600		700					
Значення щільності в кг/м <sup>3</sup>											
14	Густина ρ <sub>k</sub>	350		600							

Примітка. Для характеристичного значення жорсткості  $E_{0,05}$  та  $G_{0,05}$  є:  
 $E_{0,05}=0,8E_{mean}$ .  $G_{0,05}=0,8G_{mean}$ .



Таблиця 28

Розрахункові опори розтягу фундаментних болтів

Діаметр болтів, мм	Розрахункові опори, МПа, болтів із сталі марок		
	ВСтЗкп2-И за ГОСТ 535*	09Г2С за ГОСТ 19281*	10Г2С1 за ГОСТ 19281*
12,16,20	190	265	270
24,30	180	245	265
36	180	230	265
42,48,56	175	230	265
64,72,80	175	220	235
90,100	175	210	235
110,125,140	150	210	-
<u>Примітка:</u> В таблиці вказані значення розрахункових опорів для одноболтових з'єднань, які обчислюються з округленням до 5 МПа.			

Таблиця 29

Площі поперечного перерізу болтів згідно з ГОСТ 1759.4

$d$ , мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36	42	48
$A_b$ , см <sup>2</sup>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17	13,85	18,09
$A_{bn}$ , см <sup>2</sup>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16	11,20	14,72
<u>Примітка:</u> * Болти вказаних діаметрів використовувати не рекомендується.										



Таблиця 30

Коефіцієнти надійності за навантаженням при визначенні експлуатаційного та граничного значень ваги конструкцій

Конструкції споруд та вид ґрунтів	$\gamma_{fe}$	$\gamma_{fm}$
Конструкції металеві, у яких зусилля від власної ваги:		
менші 50%	1,0	1,05
дорівнюють або перевищують 50%	1,0	1,10
бетонні (з середньою густиною понад $1600 \text{ кг/м}^3$ ), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,0	1,10
бетонні (з середньою густиною $1600 \text{ кг/м}^3$ і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:		
у заводських умовах	1,0	1,20
на будівельному майданчику	1,0	1,30
Ґрунти:		
у природному заляганні	1,0	1,10

Таблиця 31

Приблизні терміни експлуатації будівель і споруд (у роках)

Будівлі і інженерні споруди	Термін експлуатації
1	2
Будівлі:	
житлові і громадські	100
виробничі і допоміжні	60
складські	60
сільськогосподарські	50



1	2
мобільні збірно-розбірні	20
мобільні контейнерні	15
Інженерні споруди:	
резервуари для води	80
резервуари для нафти і нафтопродуктів	40
резервуари для хімічної промисловості	30
башти і щогли	40
димові труби	30
крани-перевантажувачі	25
мостові і козлові крани	20

Таблиця 32  
Коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим  
значенням снігового навантаження  $\gamma_{fe}$

$\eta$	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1
$\gamma_{fe}$	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28	0,10
<u>Примітка:</u> Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$ .								

Таблиця 33

Коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим  
значенням снігового навантаження  $\gamma_{fm}$

$T$ , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100
$\gamma_{fm}$	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14



Рекомендована ширина перерізів елементів дерев'яних  
конструкцій

Вид конструкції	Проліт(ви- сота), м	Ширина перерізу, см
Ферма з розрізним верхнім поясом і рами з прямолінійних елементів з суцільної деревини	До 21	12...14
Ферми та рами з прямолінійних елементів з клеєної деревини	До 21	13...15
	До 24	17...19
	До 30	19...21
	До 36	21...24
Конструкції з клеєної деревини: балки, арки, рами гнучо клеєні, ферми сегментні	До 18	12
	21...24	14
	27...30	17
	До 36	21
	> 36	До 30 складені по ширині
Колони рамних поперечників: а) з клеєної деревини суцільного перерізу	До 6	12
б) теж, але гранчасті	До 9	16
	> 9	18
в) складені з брусів, дощок	До 4	12
	До 6	14
г) гранчасті з брусів	До 6	12...14
	До 9	≥ 16



Таблиця 35

Рекомендовані коефіцієнти надійності  $\gamma_M$  для характеристик матеріалів і опорів

Основні сполучення	$\gamma_M$
Цільна деревина	1,3
Дошато-клеєна деревина	1,25
Фанеровані пиломатеріали, фанера, OSB	1,2
Дерево-стружкові плити (ДСП)	1,3
ДВП тверді	1,3
ДВП середньої твердості	1,3
ДВП (MDF)	1,3
ДВП м'яккі	1,3
З'єднання	1,3
З'єднання перфорованими металевими пластинами	1,25
Аварійні сполучення	1,0

Таблиця 36

Коефіцієнт надійності за матеріалом

Державний стандарт або технічні умови на прокат	$\gamma_M$
Для сталі за ГОСТ 27772 (окрім сталей марок С590, С590К), За ТУ У27.1-05416923-085:2006	1,025
Для сотового прокату з межею текучості понад 380Н/мм <sup>2</sup> за ГОСТ 19281 і для труб за ГОСТ8731	1,100
Для решти прокату і труб, що задовольняють вимогам норм ДБН В.2.6-163:2010	1,050



Таблиця 37

Показник  $k_{ef}$ , що залежить від кроку і попереднього свердління

Крок $a$	$k_{ef}$	
	Без попереднього висвердлювання отворів	З попереднім висвердлюванням отворів
$a \geq 14d$	1,0	1,0
$a = 10d$	0,85	0,85
$a = 7d$	0,7	0,7
$a = 4d$	-	0,5
Для проміжних кроків дозволяється визначати $k_{ef}$ за інтерполяцією		

Таблиця 38

Рекомендовані залежності між класами міцності та сортами деревини, які використовувались у вітчизняній нормативній літературі

№ п/п	Найменування елемента	Сорти деревини		
		1	2	3
1	Елементи пиломатеріалів	C30	C20,C24, C27	C14,C16,C18
2	Елементи з круглого лісу та бруса шириною перерізу більше 12 см	C27	C20	-
3	Клеєні багатшарові елементи	C27, C30, C35	C24	-





1. Бабич В.І., Огороднік В.І., Романюк В.В. Таблиці для проектування будівельних конструкцій. Довідник. – Рівне, 1999. – 506 с.
2. Иванов В.А., Клименко В.З. Конструкции из дерева и пластмасс.- Київ: Вища школа, 1983. – 279 с.
3. Пособие по проектированию деревянных конструкций (К СНиП II-25-80\* / ЦНИИСК им. Кучеренко.- М.: Стройиздат, 1986.- 216 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення / Міненергобуд України. - К: Міненергобуд України, 2011. – 75 с.
5. ДБН В.2.6-161:2010 Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції / Міненергобуд України. К: ДП Украрбудінформ, 2011. – 102 с.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи / Мінбуд України. К: Сталь, 2006. – 70 с.
7. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будинків і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу/ Міненергобуд України. К: Міненергобуд України, 2010. – 202 с.
8. Погореляк А.П., Романюк В.В., Чернолоз В.С., Погореляк О.А. Конструкції з деревини і пластмас. – Рівне: РДТУ, 2001.- 392 с.
9. Клименко В.З. Конструкції з дерева і пластмас. – К.: Вища школа, 2000. – 304с.
10. Eurocode 5. Design of timber structures. Part 1.1. General rules and rules for buildings. – 1995. - 124p.
11. Гомон С.С., Алексієвець В.І. Робота та розрахунок сталевих нагельних з'єднань дерев'яних конструкцій за повторних навантажень: Монографія. – Рівне: НУВГП, 2013. – 111с.



Національний університет

12. ДСТУ –Н Б В.2.6-184:2012 Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування. / Мінрегіон України. – К. : Мінрегіон України, 2013 – 158с.



Національний університет  
водного господарства  
та природокористування



## ПОЗНАКИ

$A$	площа поперечного перерізу
$A_f$	площа поперечного перерізу полиці
$E_{0,05}$	величина модуля пружності за деформацій 0,05%
$E_d$	розрахункова величина модуля пружності
$F$	сила
$F_{ax,Ed}$	розрахункова осьова сила на з'єднувальний елемент
$F_{ax,Rd}$	розрахункова величина осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування
$F_{ax,Rk}$	характеристична величина осьової несучої здатності з'єднувального елемента на висмикування
$F_c$	сила стиску
$F_d$	розрахункова сила
$F_t$	сила розтягу
$F_{v,0,Rk}$	характеристична несуча здатність з'єднання вздовж волокон
$F_{v,Rd}$	розрахункова несуча здатність з'єднувального елемента на площині зсуву
$F_{v,Rd}$	характеристична несуча здатність з'єднувального елемента на площині зсуву
$G_d$	розрахункова величина модуля зсуву
$H$	габаритний розмір ферми
$I_f$	момент інерції площі перерізу полиці
$I_y$	момент інерції площі перерізу відносно осі $y$
$M$	згинаючий момент
$M_d$	розрахунковий момент



$M_{y,Rk}$  характеристичний момент текучості

з'єднувального елемента

$N$  осьова сила

$R_0$  розрахункові характеристики розтягу по основі  
плівок та тканин

$R_y$  розрахункові характеристики розтягу по утоку  
плівок та тканин

$R_b$  розрахунковий опір склопластиків згину

$R_c$  розрахунковий опір склопластиків стиску

$R_p$  розрахунковий опір склопластиків зсуву

$R_t$  розрахунковий опір склопластиків розтягу

$V$  зусилля зрізу

$W_y$  момент опору площі перерізу відносно осі  $y$

$a$  відстань

$a_1$  крок з'єднувальних елементів в одному ряді  
вздовж волокон

$a_2$  крок між рядами з'єднувальних елементів поперек  
волокон

$a_{3,c}$  відстань між з'єднувальним елементом і  
ненавантаженим кінцем

$a_{3,t}$  відстань між з'єднувальним елементом і  
навантаженим кінцем

$a_{4,c}$  відстань між з'єднувальним елементом і  
ненавантаженою гранню

$a_{4,t}$  відстань між з'єднувальним елементом і  
навантаженою гранню

$b$  ширина

$d$  діаметр

$f_{ax,k}$  характеристична величина цвяхів на висмикування



$f_{c,0,k}$  характеристичний опір при стиску вздовж волокон

$f_{t,0,k}$  характеристичний опір при розтягу вздовж волокон

$f_{c,90,k}$  характеристичний опір при стиску поперек волокон

$f_{t,90,k}$  характеристичний опір при розтягу поперек волокон

$f_{m,k}$  характеристичний опір деревини при згині

$f_{c,0,d}$  розрахунковий опір при стиску вздовж волокон

$f_{t,0,d}$  розрахунковий опір при розтягу вздовж волокон

$f_{c,90,d}$  розрахунковий опір при стиску поперек волокон

$f_{t,90,d}$  розрахунковий опір при розтягу поперек волокон

$f_{v,d}$  розрахунковий опір зрізу

$h$  висота перерізу

$h_{ef}$  робоча висота

$k_{def}$  коефіцієнт деформативності

$k_h$  коефіцієнт, що враховує висоту перерізу

$k_{lam}$  коефіцієнт, що враховує товщину шару дошок

$k_m$  коефіцієнт перерозподілу згинальних напружень в поперечному перерізі

$k_{mod}$  коефіцієнт, що враховує тривалість навантаження та вологість

$k_s$  перехідний коефіцієнт, що враховує породу деревини

$k_v$  перехідний коефіцієнт для балок на врубках

$l$  проліт; довжина контакту

$n$  фактична кількість з'єднувальних елементів

$n_{ef}$  кількість з'єднувальних елементів, що ефективно працюють в з'єднанні



$r$	радіус кривини
$q$	рівномірно розподілене навантаження
$t$	товщина
$u$	деформації
$u_{fin}$	повні деформації
$w$	прогин
$w_{fin}$	повний прогин
$w_u$	граничний прогин
$\alpha$	кут між силою і напрямком волокон
$\gamma_{fe}$	коефіцієнт надійності за навантаженням при визначенні експлуатаційних значень
$\gamma_{fm}$	коефіцієнт надійності за навантаженням при визначенні граничних значень
$\gamma_M$	коефіцієнт надійності для властивостей матеріалу
$\lambda_y$	гнучкість при повздовжньому згині відносно осі $y$
$\lambda_z$	гнучкість при повздовжньому згині відносно осі $z$
$\lambda_{rel,y}$	відносна гнучкість при повздовжньому згині відносно осі $y$
$\lambda_{rel,z}$	відносна гнучкість при повздовжньому згині відносно осі $z$
$p_k$	характеристична густина
$p_m$	середня густина
$\sigma_{c,0,d}$	розрахункове напруження при стиску вздовж волокон
$\sigma_{t,0,d}$	розрахункове напруження при розтягу вздовж волокон
$\sigma_{c,90,d}$	розрахункове напруження при стиску поперек волокон
$\sigma_{t,90,d}$	розрахункове напруження при розтягу поперек



**ВОЛОКОН**

$\sigma_{c,\alpha,d}$  розрахункове напруження при стиску під кутом до волокон

$\sigma_{m,y,d}$  розрахункове напруження при згині відносно головної осі  $y$

$\sigma_{m,z,d}$  розрахункове напруження при згині відносно головної осі  $z$

$\sigma_{m,\alpha,d}$  розрахункове напруження при згині під кутом  $\alpha$  до волокон

$\sigma_N$  осьове напруження

$\tau_d$  розрахункове напруження зрізу

